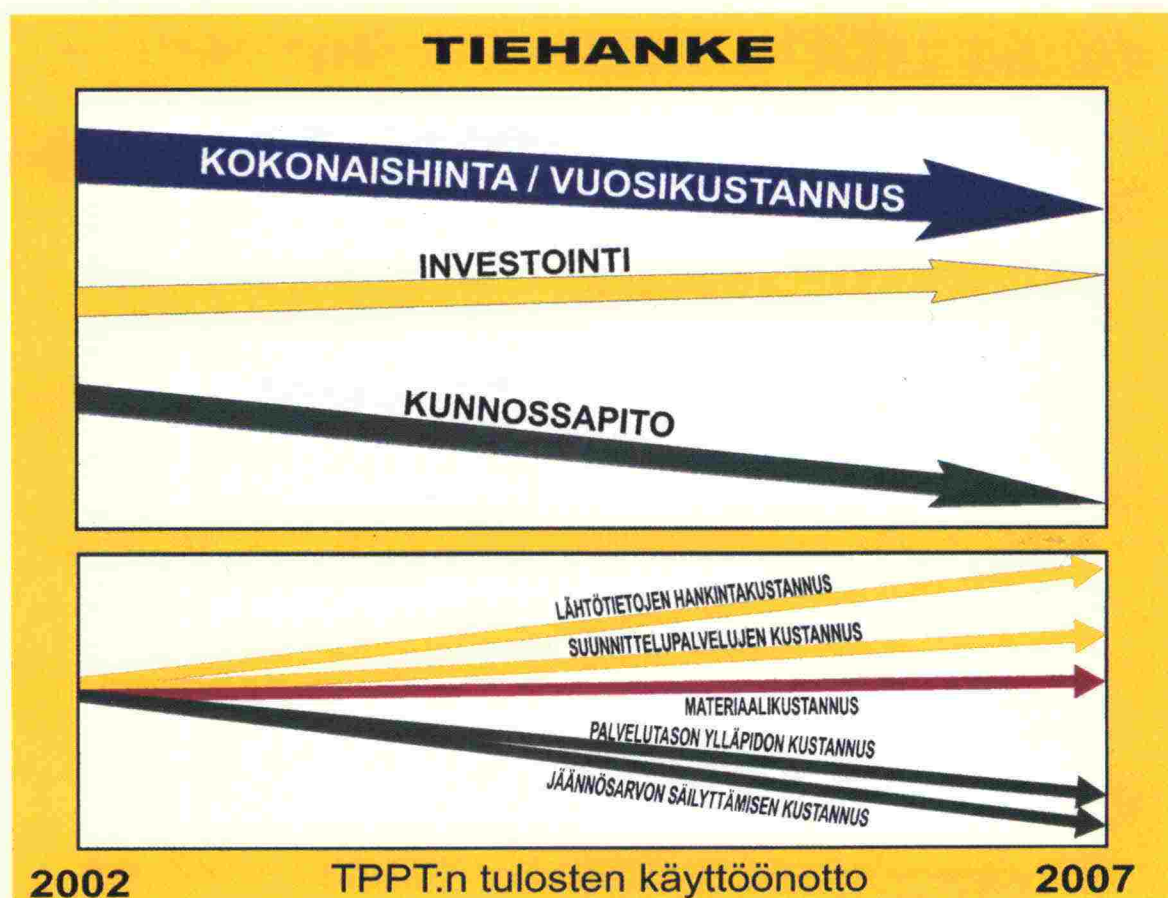


Harri Kivikoski, Jari Pihlajamäki, Markku Tammirinne

Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus

TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus

Tiehallinnon selvityksiä 7/2002



Harri Kivikoski, Jari Pihlajamäki, Markku Tammirinne

Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus

TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus

Tiehallinnon selvityksiä 7/2002

ISSN 1457-9871
ISBN 951-726-868-8
TIEH 3200741

Edita Prima Oy
Helsinki 2002

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
faksi 0204 22 2652
e-mail julkaisumyynti@tiehallinto.fi
www.tiehallinto.fi/julk2.htm



TIEHALLINTO
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihde 0204 22 150

TIIVISTELMÄ

Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelman (TPPT) lopputulosten tavoitteena on tehdä mahdolliseksi entistä kestävämpien uusien ja perusrannettavien kestopäällystettyjen teiden rakentaminen siten, että myös rakenteiden vuosikustannukset elinkaarikustannusten avulla tarkasteltuna alenevat alenevat. TPPT-ohjelma toteutettiin vuosina 1994-2001 ja se kuului tielaitoksen strategiseen tierakenteiden tutkimusohjelmaan (S4).

TPPT-tutkimusohjelman ja sen projektien tavoitteena on ollut rakenteiden suunnittelun ja mitoituksen kehittäminen niin, että rakenteista saataisiin entistä kestävämpiä ja niiden toiminta olisi etukäteen arvioitu koko eliniän ajaksi. Kun rakenteiden toiminta on etukäteen arvioitu, tien ennakoimattomien vaurioiden riski pienenee.

TPPT-ohjelmassa kehitettiin tierakenteiden suunnittelua ja mitoitusta ja tuloksena laadittiin TPPT-suunnittelujärjestelmä. Suunnittelujärjestelmään kuuluvissa mitoitusohjeissa ja menetelmäkuvauksissa esitetään ne menetelytavat ja keinot, joita käyttäen tierakenne voidaan kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa painuman, roudan ja kuormituskestävyyden hallitsemiseksi. TPPT-suunnittelujärjestelmään sisältyy myös päällysrakenteen elinkaarikustannustarkastelu.

Tässä raportissa on kuvattu TPPT-suunnittelujärjestelmä. TPPT-suunnittelujärjestelmä käsittää seuraavat tierakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen liittyvät pääkohdat

- Suunnittelun laatutavoite ja TPPT-mitoituskriteerit
- Painuman ja routanousun TPPT-rajat-arvot
- Tien kuivatuksen merkitys rakenteiden toiminnalle
- Tierakenteen suunnittelun lähtötietojen hankkiminen
- Tien painumalaskenta ja pohjarakenteen valinta
- Tierakenteen routamitoitus
- Päällysrakenteen kuormituskestävyyden mitoitus
- Pohjamaan urautumisriskin arviointi
- Päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi

Kuvauksessa on mukana myös sellaisia tierakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen kuuluvia osia ja osatehtäviä, joista ei TPPT:ssä laadittu mitoitusohjeita eikä niitä täydentäviä menetelmäkuvauksia. Nämä asiat ovat kuitenkin niin merkittäviä tierakenteiden toiminnan ja kestäväyyden kannalta, että ne on katsottu aiheelliseksi ottaa mukaan suunnittelujärjestelmän kuvaukseen. Näitä asioita on käsitelty laajemmin erillisissä TPPT-raporteissa. Eräistä näistä osatehtävistä on jo olemassa tiehallinnon tai muiden tahojen laatimat yleisessä käytössä olevat ohjeet, jotka ovat sellaisenaan käyttökelpoisia myös TPPT-suunnittelujärjestelmässä. TPPT-menetelmäkuvausten

laadinnan lähtökohtana oli, että niissä esitettävät menetelmät ja menettelytavat on todettu käyttökelpoisiksi käytännön havaintojen ja kokeiden perusteella tahi menetelmät halutaan saada mahdollisimman pian koekäyttöön kentällä.

Edellä sanottu koskee erityisesti tierakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen (sekä myös toteutukseen) liittyvien riskien ja lähtöarvojen sekä lopputulosten luotettavuuden arviointia sekä painuman ja routanousun vaikutusta tien elinkaareen ja elinkaarikustannusten arviointiin. Painumalaskennan yhteydessä on selvitetty esimerkin avulla lähtötietojen tarkkuuden ja luotettavuuden vaikutusta laskettuun painumaan. Pohjarakenteiden valinnan yhteydessä on käsitelty myös rakenteiden riski-kustannustarkastelua. Routamitoituksen yhteydessä on käsitelty esimerkin avulla lasketun routanousun luotettavuutta ja riippuvuutta mitoituksessa käytetyn routimiskertoimen arvosta. Routamitoitukseen liittyvänä on käsitelty myös routavaurioriskin arviointia osana tien elinkaaren määrittämistä. Myös pohjamaan urautumisen arviointia on käsitelty. Luotettavuustarkastelun periaatetta myös päällysrakenteen kuormituskestävyysmitoituksessa on käsitelty suppeasti.

Tämän TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvauksen tavoitteena on antaa käsitys siitä laajasta ja suunnittelutehtävänä vaativasta kokonaisuudesta, mistä on kysymys, kun tierakenteiden suunnittelu ja mitoitus tehdään toiminnallisista lähtökohdista ja käyttäen analyyttisen mitoituksen periaatteita, osin yhdistettynä empiiriseen tietoon. Tässä raportissa esitettyjen asioiden perusteella ei ole mahdollista mitoittaa rakenteita, vaikka mitoitusta ja mitoitukseen liittyviä muitakin asioita on käsitelty paikoitellen jokseenkin laajasti. Mitoitus voidaan tehdä vain mitoitusasioita koskevien erillisten TPPT-menetelmäkuvausten perusteella.

Keywords: subground, pavement, construction layers, design, dimensioning, damages

ABSTRACT

The "Pavement Structures Research Programme" (TPPT) was part of the Finnish National Road Administration's (Finnra) strategic R&D-project "Road Structures Research Programme". The TPPT research programme was carried out in the years 1994 - 2001 with funding provided by Finnra. VTT Communities and Infrastructure (in 2001 Building and Transport), a research institute of the Technical Research Centre of Finland (VTT), was responsible for carrying out the programme.

The Pavement Structures Research Programme's general goal was to reduce the annual costs (life cycle costs; investment costs + maintenance costs) of new and reconstructed asphalt-surfaced roads. The goals set for the research programme will be achieved by using the road structure design system, which base on factors that describe road condition and evenness in the long run.

The meaning of this report is to give an overall description of the functional pavement structure design system developed in the TPPT-program. In this report the content of the functional TPPT- pavement structure design system (TPPT- design system) is described. However, based on this publication it is not possible to make the final road structure design. The final case-design can only be made by using specific TPPT-guidelines, where the design tools are given in details.

The TPPT-design system consist the pavement design procedures for new construction and pavement rehabilitation of roads. Road structures used in main roads will be dealt with. The TPPT- design system includes the TPPT-guidelines (field and laboratory investigation methods, road measurements, other design input-data, design procedures, etc.) which are necessary to accomplish the design work.

The design system also includes a procedure for calculating the life cycle costs of alternative structural solutions that are applicable to the site in question. Economical comparisons based on the life cycle costs of the designed pavement structures support decision-making when selecting the structural solution for the site.

Major part of the TPPT - guidelines have been tested in practice in connection with practical road construction and TPPT-test roads under actual traffic and climatic conditions. Developed planning and design methods and the applicability of pavement performance models are assessed on the basis of the results of long-term monitoring. The behaviour, distress and change of evenness of the test sites are clarified by long-term monitoring.

The pavement deteriorates due to following four factors:

- traffic loading;
- climatic loading;
- frost and
- settlements.

The geotechnical load bearing capacity (settlements) and sensitivity to frost actions of the subgrade or the old structure, are main factors influencing the evenness of a road and thus its service life. The load resistance of the road, on the other hand, is regarded as having less significance than the above factors.

The TPPT-design system is proceeding as following. At first, the risk from uneven settlements is located. Such road sections will be designed so that differential settlements are limited to the allowed value. This can be done by using foundation methods for embankment (stabilization, etc.), and / or by lightening or strengthening the pavement structure itself. Secondly, if there is a risk of uneven frost heave, it can be dealt with by structural solutions which direct to the subgrade and / or pavement structure. Thirdly, the upper part of the pavement structure is designed for traffic loading (fatigue).

In this report, quality target and TPPT-design criterias, as well as allowed values for settlement and frost heave have been given. Great concern to the sufficient drainage of road structures has to be taken into account. Too high water content in materials is very dangerous and very often directly or indirectly causes damages of the road.

In the present road structures design procedure, the variance in the factors affecting pavement life is almost neglected, or indirectly taken into account by using empirical safety factors. In practice, if mean values of variables are used, and no reliability analysis is applied, the designer is taking a big risk of premature pavement failure.

Due to the variability of the factors affecting pavement life, pavement deterioration is a stochastic process, which is caused by many factors. The variability can be properly taken into account in pavement design and construction by applying reliability analysis. The analysis has to be made by using the information on the variability and type of distribution of the factors that explain the functional properties of the pavement (fatigue, frost resistance, settlement). Reliability analysis is needed to be included in the road structures design procedure to get roads, which are performing the entire lifetime with known reliability. In TPPT- design system the basic principles of the reliability analysis has been dealt with, also by giving examples of reliability analysis applied to the site investigations, settlement and frost heave calculation as well as to fatigue design.

The reliability and sufficiency of input data required for the design forms are important starting point for the design system. The design system includes proven investigation and measuring methods which are capable of giving results that will provide a sufficiently detailed and reliable picture of the road's subgrade and, in the case of reconstruction work, of the condition of the old road structures. The functional properties of the materials used in the structural layers of the pavement must be known for the design.

For existing roads it is also necessary to determine the thickness of the bound pavement structure and the total thickness of the non-frost-susceptible structure.

Fatigue design of the pavement covers the period of time from the construction of the road to the onset of road damage. The design is based on the fatigue lines of the materials and on the allowed strain at the bottom surface of the bituminous pavement. The design procedure can be used for asphalt pavements with thickness at least 60 - 80 mm. The TPPT-design method of the road's pavement structure is mechanistic-empirical in nature.

The appearance of first distress is defined as a such low distress level, that very little permanent deformations have taken place, and the structure can be taken as linear-elastic. Assessing the lifetime of the road structure from the perspective of fatigue is a two-stage process. In the first stage it is determined the point in time when the first damage occurs (the appearance of a crack). In the second stage it is made a prediction for the propagation of cracking, i.e. the speed of progression of distress. New pavement distress models or deterioration models have been developed in the TPPT-programme.

The control of frost behaviour of the road is divided into two parts:

- control of frost heave and
- control of the effects of thaw weakening.

The total thickness of the road structure is designed on the basis of the frost susceptibility of the natural subgrade, and on the thermal conductivity of the used materials. If necessary, the structure is protected using insulation against frost so that the permitted frost heave, set as the critical design criterion, is not exceeded. The frost heave of a road is estimated with the aid of the segregation potential (SP) concept, in which SP is the parameter that describes the frost susceptibility of the subgrade.

The SP-value for a new road is mainly determined by a frost heave test, which is undertaken in the laboratory. Frost heave tests are conducted for areas assumed to be homogeneous in frost susceptibility. The SP-value of the subgrade of an old road can be estimated on the basis of frost heave observations. A continuous frost heave profile for a road surface is obtained from the difference between two measurements.

Thaw weakening of the subgrade affects the bearing capacity of the structure via reduced loading capacity. Spring bearing capacity is examined over the periods when the frozen ground is thawing and when the thawed ground is drying. The modulus of spring bearing capacity for the natural subgrade and for the structural layers is used in design.

The reliability of the frost heave and it's dependence on the value of the freezing coefficient that has been used in the dimensioning, have been dealt with an example. The estimation of the damaging risk, caused by frost heave, has also been dealt with as a part of the determination of the lifetime of the road.

Control and calculation of settlement in the TPPT- design system is based on the investigations and identification of variations in the water content of

soil layers along the road line. The settlement profile of the road will be calculated by using TSARPIX-computer program developed in the TPPT-program. TSARPIX (Time Settlement Analysis for Road Embankments) uses the pixel soil layer model and the calculation program is partly based on analytical methods and partly (consolidation) on finite element methods.

The continuous soil parameter, needed for the assessment of road settlement, is the water content of the soft subgrade. The water content can be determined indirectly from the electrical conductivity data of the soil. In order to assess the settlement of an existing road, the thickness and type of the material of the old structure (position of the original subgrade level and the weight of the structure) are needed.

Those road sections, at which the settlement criteria defined for individual road classes are exceeded, are located and controlled in the road design system with the aid of settlement calculation. If necessary, the points at which the total settlement or settlement differences are expected to exceed the allowed value are designed by using ground reinforcement methods.

In connection with the settlement calculation, the effect of the accuracy and reliability of design data on the calculated settlement has been studied with an example. When handling the choice of foundation structures for the road embankment, the risk-cost study of structures has also been dealt with.

Life cycle cost analyses is made in the TPPT-design system to facilitate the comparison of alternative structural solutions for a construction project. A rough approximation of the costs of both the road agency and the road users, is included in the life cycle cost analysis. The costs of the road agency are construction and reconstruction costs for routine maintenance.

For the site under consideration, the solution that is the most economically advantageous over the entire life time of the road is sought from the alternative solutions so that the criteria set for the road are met. The criteria may be either technical (e.g. evenness, distress) or statements from the adopted road maintenance policy.

ESIPUHE

Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelman (TPPT) lopputulosten tavoitteena on entistä kestävämpien uusien ja perusparannettavien kestopäällystettyjen teiden rakentaminen siten, että myös rakenteiden vuosikustannukset alenevat. TPPT-ohjelma kuului tiehallinnon strategiseen tierakenteiden tutkimusohjelmaan (S4) ja se toteutettiin vuosina 1994-2001.

TPPT-ohjelmassa kehitettiin tierakenteiden suunnittelua ja mitoitusta ja tuloksena laadittiin TPPT-suunnittelujärjestelmä. Suunnittelujärjestelmään kuuluvissa mitoitusohjeissa ja menetelmäkuvauksissa esitetään ne menetelytavat ja keinot, joita käyttäen tierakenne voidaan kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa painuman, roudan ja kuormituskestävyyden hallitsemiseksi. TPPT-suunnittelujärjestelmään sisältyy myös päällysrakenteen elinkaarikustannustarkastelu.

Tässä raportissa on kuvattu TPPT-suunnittelujärjestelmä. Kuvauksessa on mukana myös sellaisia tierakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen kuuluvia osia ja osatehtäviä, joista ei TPPT:ssä laadittu mitoitusohjeita ja niitä täydentäviä menetelmäkuvauksia. Eräistä näistä osatehtävistä on jo olemassa tiehallinnon tai muiden tahojen laatimat yleisessä käytössä olevat ohjeet, jotka ovat sellaisenaan käyttökelpoisia myös TPPT-suunnittelujärjestelmässä.

Eräitä tässä suunnittelujärjestelmän kuvauksessa esitettyjä asioita ei viety ohjelman aikana niin pitkälle, että niistä olisi laadittu yleiset käytäntöön soveltuvat menetelmäkuvaukset. Nämä asiat ovat kuitenkin niin merkittäviä tierakenteiden toiminnan ja kestäväyyden kannalta, että ne on katsottu aiheelliseksi ottaa mukaan suunnittelujärjestelmän kuvaukseen. Näitä asioita on käsitelty laajemmin erillisissä TPPT-raporteissa.

Tämän "TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus" - raportin on koonnut Markku Tammirinne VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikasta useiden tutkijoiden laatimien TPPT-menetelmäkuvauksen ja TPPT-loppuraporttien pohjalta. Hän on toiminut ohjelman loppuvaiheessa (1998-2001) TPPT-tutkimusohjelman projektipäällikkönä VTT:ssä.

Tämän TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvauksen tavoitteena on antaa käsitys siitä laajasta kokonaisuudesta, mistä on kysymys, kun tierakenteiden suunnittelu ja mitoitus tehdään toiminnallisista lähtökohdista ja käyttäen analyyttisen mitoituksen periaatteita, osin yhdistettynä empiiriseen tietoon.

Tässä kuvauksessa esitettyjen asioiden perusteella ei ole mahdollista mitoittaa rakenteita, vaikka mitoitusta ja mitoitukseen liittyviä muitakin asioita on käsitelty paikoitellen jokseenkin laajasti. Mitoitus voidaan tehdä vain mitoitusasioita koskevien erillisten menetelmäkuvauksen perusteella.

Espoo, helmikuussa 2002

Markku Tammirinne

Sisältö

1	JOHDANTO	17
2	TPPT-SUUNNITTELUJÄRJESTELMÄ	22
2.1	Pääperiaatteet	22
2.2	Rakenteiden mitoitus ja valinta	25
2.3	Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa	27
2.4	TPPT-mitoitusmenettelyiden periaatteet ja rajaukset	32
3	TPPT-MITOITUSKRITEERIT JA RAJA-ARVOT	38
3.1	Suunnittelun laatutavoite	38
3.2	Mitoituksen pääperiaatteet	39
3.3	Määritelmiä	40
3.4	Mitoituskriteereiden ja raja-arvojen määrittäminen	41
3.4.1	Mitoituskriteereiden ja raja-arvojen määrittäminen	41
3.4.2	Rakenteelliseen kestävyysperusteeseen perustuva poikkisuuntainen tarkastelu	43
3.4.3	Liikenteen ja pintakuivatuksen mukaiset rajoitukset: poikkisuuntainen tarkastelu	47
3.4.4	Rakenteelliseen kestävyysperusteeseen perustuva pituussuuntainen tarkastelu	48
3.4.5	Liikenteen asettamat rajoitukset: pituussuuntainen tarkastelu	50
3.5	Routanousun ja painuman raja-arvot	53
3.5.1	Sallittava kokonaisroutanousu	53
3.5.2	Sallittava kokonaispainuma	55
3.6	Muita kriteereitä	56
3.6.1	Sallittu urautuminen	56
3.6.2	Vetolujuutta omaavan materiaalin sallittu kaarevuussäde	56
3.6.3	Sallittu epätasaisuus	56
4	TIEN KUIVATUS	59
4.1	Veden ja kuivatuksen vaikutus tien kestävyysperusteeseen	59
4.1.1	Tien kuivatuksen perusteita	59
4.1.2	Kosteuden vaikutus kuormituskestävyysperusteeseen	59
4.1.3	Kosteuden vaikutus tierakenteen routakestävyysperusteeseen	61
4.2	Veden ilmeneminen ja kulkeutumistavat tierakenteessa ja pohjamaassa	62
4.2.1	Huono pintakuivatus	62
4.2.2	Routuminen ja roudan sulaminen	62
4.2.3	Pohjaveden kulkeutuminen ja virtaukset	63
4.2.4	Veden kapillaarinen nousu	63
4.2.5	Vesihöyryn kulkeutuminen ja tiivistyminen	63

4.3	Vedestä aiheutuvien haittojen ehkäisy kuivatuksella ja kosteuseristyksillä	64
4.3.1	Tien pohjamaan, rakenteiden ja materiaalien "sallitut" vesipitoisuudet	64
4.3.2	Tien pohjamaan, rakenteiden ja materiaalien vesipitoisuuden arviointi	65
4.4	Tarvittavat kuivatustoimenpiteet	67
4.4.1	Kuivatuksen periaatteet	67
4.4.2	Valumavesien ja pintavesien ohjaus	68
4.4.3	Sulamisvesien ohjaus pois tien pinnalta ja rakenteesta	68
4.4.4	Pohjavesivirtausten hallinta	69
4.4.5	Kapillaarivesi ja vesihöyry	70
4.4.6	Rummut	71
4.5	Tielinjan kuivatustarveluokitus	71
5	LÄHTÖTIETOJEN HANKINTA	73
5.1	Lähtötietojen luotettavuus	73
5.2	Tutkimusten määrä	75
5.3	Tutkimustapojen valinta	76
5.4	Tutkimusten ajankohta	76
5.5	Uuden tierakenteen tutkimukset	77
5.5.1	Suunnitelman eri vaiheet	77
5.5.2	Yleiset vaatimukset lähtötietojen hankinnalle	79
5.5.3	Painumalaskennan lähtötiedot	80
5.5.4	Routamitoituksen lähtötiedot	80
5.5.5	Kuormituskestävyyssmitoituksen lähtötiedot	80
5.6	Rakenteen parantamisen tutkimukset	81
5.6.1	Yleiset vaatimukset lähtötietojen hankinnalle	81
5.6.2	Painumalaskennan lähtötiedot	82
5.6.3	Routamitoituksen lähtötiedot	83
5.6.4	Kuormituskestävyyssmitoituksen lähtötiedot	83
5.6.5	Tutkimusten ja mittausten paikkatietojen luotettavuuden varmistus	83
6	TIEN PAINUMALASKENTA	85
6.1	Painumalaskennan periaatteita	85
6.2	Tielinjan painumatarkastelut	88
6.2.1	Vakavuuslaskelmat	88
6.2.2	Alustava painumatarkastelu	88
6.2.3	Täydentävät tutkimukset	89
6.2.4	Tarkennettu painumatarkastelu	90
6.2.5	Aika-painumatarkastelu tien pituusleikkauksessa	92
6.2.6	Pohjarakenteen valinta painuman perusteella	92

6.3	Painumalaskennan lähtötiedot	93
6.4	Painumalaskenta	94
6.4.1	Painuman maastomallin (pixelimallin) muodostaminen	94
6.4.2	Läpäisevät kerrokset painumalaskennassa	96
6.4.3	Painumalaskenta	96
6.4.4	Aika- painuman laskeminen	97
6.4.5	Vanhan tien odotettavissa oleva painuma	98
6.4.6	Painumalaskennan riskitarkastelu	99
6.5	Pohjarakenteen valinta	103
6.5.1	Tielinjan jako homogeenisiin osuuksiin	103
6.5.2	Pohjarakennevaihtoehdot ja niiden ominaisuuksia	105
6.5.3	Rakennevaihtoehtojen valinta	110
6.5.4	Pohjarakenteen riski-kustannus tarkastelu	114
6.6	Tien eliniän määrittäminen painumalle	116
7	RAKENTEEN ROUTAMITOITUS	123
7.1	Routamitoituksen periaate	123
7.2	Rakenneratkaisun valinta	124
7.3	Routamitoituksen lähtötiedot	127
7.4	Päällysrakenteen routamitoitus routanousun perusteella	129
7.4.1	Sallittu routanousu	129
7.4.2	Routanousun määrittäminen	129
7.4.3	Routanousulaskennan riskitarkastelu	130
7.5	Routasuojaus	133
7.5.1	Routasuojaus routimattomasta kivennäismaasta	133
7.5.2	Routaeristetyn rakenteen mitoitus	135
7.6	Routaeristemateriaalien ominaisuudet	137
7.6.1	Routaeristemateriaalien vaatimukset	137
7.6.2	Routaeristemateriaalien mekaaniset ominaisuudet	138
7.7	Routaeristeiden mitoitustilän lämmönjohtavuus ja paksuuden määrittäminen	139
7.7.1	Käyttöolosuhteet	139
7.7.2	Mitoitustilän lämmönjohtavuus ja eristepaksuuden määrittäminen	140
7.8	Routasuojusrakenteen suunnittelu	142
7.8.1	Käytännön näkökohtia	142
7.8.2	Muita keinoja routavaurioiden ehkäisemiseksi	143
7.9	Routanousuvaurioriskin arviointi	144
8	PÄÄLLYSRAKENTEEN KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUS	151
8.1	Tien vaurioituminen	151
8.2	Tien päällysrakenteen mitoitus	152

8.3	Päällysrakenteen valinta	154
8.3.1	Tielinjan jako homogeenisiin osuuksiin	154
8.3.2	Päällysrakennevaihtoehdot	155
8.4	Lähtötietojen määrittäminen	156
8.4.1	Mitoituksen lähtötiedot	156
8.4.2	Liikennesäätö	158
8.4.3	Kenttäkalibroitu TPPT-väsymiskriteeri	160
8.5	Jännitysten ja muodonmuutosten laskenta	162
8.6	Kuormituskestävyysmitoitus	163
8.6.1	Mitoitusjakso ja väsymiskriteeri	163
8.6.2	Päällysrakenteen mitoitus	165
8.6.3	Luotettavuus kuormituskestävyysmitoituksessa	168
9	POHJAMAAN SULAMISEN JA URAUTUMISEN ARVIOINTI	172
9.1	Urautumisriski tierakenteen mitoituksessa	172
9.2	Sulamiskauden pituuden arviointi ja määrittäminen	172
9.3	Kantavuuden kehittyminen sulamisaikana	174
9.4	Pohjamaan urautumisen arviointi kevätkantavuuskaudella	175
10	ELINKAARIKUSTANNUSTEN LASKENTA	180
10.1	Elinkaarikustannusanalyysin perusteet	180
10.2	Tien vaurioitumisprosessi	180
10.3	Kunnon ennustemallit	182
10.3.1	Paksut AB-rakenteet	182
10.3.2	Ohuet PAB-rakenteet	185
10.4	Elinkaarikustannusanalyysi	187
10.4.1	Elinkaaritarkastelun periaate	187
10.4.2	Laskennan lähtökohdat	190
10.4.3	Kustannukset	191
10.4.4	Ylläpitotoimenpiteiden käsittely	194
10.4.5	Vuosikustannukset	196
11	KIRJALLISUUS	199
11.1	TPPT-loppujulkaisut	199
11.2	TPPT- menetelmäkuvaukset	199
11.3	TPPT-raportit	200
11.4	TPPT- koerakennusraportit	200
11.5	HVS-raportit	201
11.6	Muu viitekirjallisuus	202

1 JOHDANTO

Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelman yleisenä tavoitteena oli sekä uusien että peruskorjattavien teiden liikennöitävyyden parantaminen siten, että vuosikustannukset elinkaarikustannusten avulla tarkasteltuna alenevat ja ympäristölle aiheutuvat haitat minimoituvat. Tutkimusohjelman ja sen projektien tavoitteena on ollut rakenteiden suunnittelun ja mitoituksen kehittäminen niin, että rakenteista saataisiin entistä kestävämpiä ja niiden toiminta olisi etukäteen arvioitu koko eliniän ajaksi. Kun rakenteiden toiminta on etukäteen arvioitu, ennakoimattomien vaurioiden riski pienenee.

Tutkimusohjelman tavoitteiden saavuttamiseksi on parannettu niiden tierakentamisen, ensisijaisesti rakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen liittyvien tekijöiden hallintaa, joista tien tasaisuus riippuu. Tasaisuuden valinta yhdeksi tutkimustavoitteiden tarkastelukulmaksi johtuu mm. siitä, että tien käyttäjä kokee nimenomaan tasaisuuden (ajomukavuuden) merkittävänä tien kunnon mittarina. Tien tasaisuuden perusteella määritellään yleensä myös tienpidon toimenpiteet ja niiden ajoitus.

Tien tasaisuuden hallinta tapahtuu tierakenteiden mitoituksella. TPPT-tutkimusohjelman projektien tulostavoitteena on ollut rakenteiden toiminnallisiin lähtökohtiin perustuvan suunnittelujärjestelmän ja tierakenteen mitoitushjeiden laadinta. Jotta tie voidaan mitoittaa sen toiminnallisiin vaatimuksiin perustuen, on tunnettava tien toiminnalliset ominaisuudet ja niiden riippuvuus sekä pohjasuhteista että rakenneratkaisuista erilaisissa olosuhteissa ja rasiustiloissa.

Suunnittelujärjestelmä sisältää rakenteiden mitoituksen lisäksi vaihtoehtoisten päällysrakennerakenneratkaisujen elinkaaren aikaisten kustannusten arviointimenettelyn. Mitoitettujen rakenteiden elinkaarikustannuksiin perustuvat taloudellisuusvertailut toimivat päätöksenteon tukena valittaessa kohteessa toteutettavaa rakenneratkaisua.

Kuten edellä on todettu, tien tasaisuus valittiin yhdeksi TPPT-ohjelman tutkimusten tarkastelukulmaksi. Tasaisuuden hallitseminen entistä tarkemmin ja luotettavammin edellyttää rakenteiden toimintaan vaikuttavien tekijöiden tuntemista sekä rakenteiden kehittämistä tasaisuuden lähtökohdista. Tasaisuuteen vaikuttavia tekijöitä on TPPT-ohjelmassa kuvattu käsitteillä

- kuormituskestävyys,
- routakestävyys ja
- geotekninen kantavuus.

Kuormituskestävyydellä tarkoitetaan tierakenteen kykyä vastustaa kumulatiivisesta liikennesäätöisestä johtuvia jännityksiä ja muodonmuutoksia. Kuormituskestävyyden puute paksupäällysteisillä teillä syntyy tierakenteen väsymisen seurauksena, mikä ilmenee tienpinnan halkeiluna. Halkeamien synty

merkitsee rakenteen toiminnan kannalta epäjatkuvuuskohtia, jolloin liikennesäilytys ei jakaudu yhtä tehokkaasti ja laajalle alalle kuin ehjällä rakenteella. Tämä yhdistettynä halkeamien kautta tierakenteeseen pääsevän veden haittavaikutuksiin aiheuttaa entistä suurempia rasituksia tierakenteeseen. Tavallisesti halkeamat esiintyvätkin tienpinnalla juuri niissä kohdissa, joissa rakenteen tai materiaalien lujuus on heikoin (suuret muodonmuutokset tai taipumat). Tämän tuloksena tierakenteeseen syntyy pysyviä muodonmuutoksia ainakin sitomattomissa kerroksissa ja usein myös pohjamaassa. Muodonmuutokset aiheuttavat lopulta tienpinnan epätasaisuuden.

Routakestävyydellä tarkoitetaan tierakenteen kykyä vastustaa epätasaisesta routimisesta aiheutuvaa tienpinnan epätasaiseksi tuloa ja halkeamien syntymistä sekä sulamispehmenemisen seurauksena syntyviä rakenteen ja pohjamaan pysyviä muodonmuutoksia. Routivan rakennekerroksen tai alusrakenteen jäätyessä maakerros routii, mikäli vettä on riittävästi saatavilla. Routimisessa maahan syntyy routarajan suuntaisia jääkerroksia ja -linsejä, joiden kasvaessa tien pinta nousee. Routimisolojen, maalajin routivuuden ja vedensaannin vaihtelun vuoksi routanousu on harvoin tasaista. Kun routa sulaa, niin routineet maakerrokset pehmenevät ja rakenteen kyky sietää kuormitusta pienenee. Seurauksena saattaa olla tienpinnan vaurioituminen.

Tien geoteknisellä kantavuudella tarkoitetaan yleisesti ottaen ensisijaisesti pohjamaan kykyä vastustaa tierakenteen, tieliikenteen ym. rasitusten aiheuttamaa tien deformaatiota. Geoteknisellä mitoituksella hoidetaan se, että tien stabiliteetti on niin suuri, että tiessä ei stabiliteetin puutteesta tapahdu haitallisia deformaatioita. Stabiliteetiltaan heikoilla maapohjilla ja routimisen seurauksena maapohjan kyky kestää rasituksia voi ajoittain olla riittämätön. Myös nämä heijastuvat päällysrakenteen kautta tien pinnan vaurioiksi.

Vaikka tien stabiliteetti olisikin riittävä, tien rakentamisen jälkeen painumapotentiaalia omaava maapohja kokoonpuristuu kuormituksen ja maapohjan kokoonpuristuvuusominaisuuksien säätelemässä määrässä. Hienorakeisilla maapohjilla (savi ja savinen siltti) painuminen on merkittävästi aikaan kytkeytyä. Alusrakenteen kokoonpuristuminen tapahtuu alkuvaiheessa nopeasti ja hidastuu ajan mukana. Merkittävästi painuvilla pohjilla ja epähomogeenisilla maapohjilla painuminen on yleensä siinä määrin epätasaista, että se heijastuu päällysrakenteeseen ja aiheuttaa päällysrakenteessa sen muodon vääristymistä sekä sitä kautta rakennekerrosten tiiveyden ja jäykkyysominaisuuksien muutoksia. Muutoksista seuraa edelleen päällysrakenteen kuormituskestävyyden heikkenemistä ja osittain kuormituksen uudelleen jakautumista alusrakenteelle. Kaikki vaikutukset heijastuvat lopulta tien pinnan tasaisuuteen ja päällysteeseen syntyviin halkeamiin.

TPPT-tutkimusohjelmassa suurimmat odotukset tasaisuuden hallitsemiseksi kohdistuivat pehmeästä maapohjasta aiheutuvien painumien hallintaan, sitten pohjamaasta tai rakennekerrosten materiaaleista johtuvasta routimisesta aiheutuvien epätasaisuuksien hallintaan ja lopuksi rakennekerrosten kuormituskestävyyden puutteesta aiheutuvan päällysrakenteen kuormituske-

vyöden pettämisen estämiseen. Tärkeänä pidettiin sitä, että tierakennetta pystytään tarkastelemaan yhtenä kokonaisuutena pohjarakenteista pintaan asti.

Rakenteiden toimintaan vaikuttavat pohjasuhteet (uuden tien suunnittelu) ja vanhan tien rakenne sekä sen tila (rakenteen parantaminen) sekä monet rasiustekijät. Kulloinkin suunniteltavan rakennuskohteen olosuhteisiin pitää pystyä esittämään rakenneratkaisut, joiden epätasaisuus pystytään pitämään tavoitteiden mukaisella tasolla. Tämä edellyttää, että hallitaan liikennekuormituksesta, epätasaisesta routimisesta ja sulamispehmenemisestä sekä pohjamaan painumisesta ja lopuksi näiden kaikkien yhteisvaikutuksesta aiheutuvat tienpinnan painumaerot. Tuotantotekniikalla ja siihen liittyvällä laatuajrjestelmällä varmistetaan viimekädessä, että mitoitettut rakenteet voidaan toteuttaa ja toteutetaan suunnitelmien mukaisina.

Tässä raportissa on kuvattu TPPT-suunnittelujärjestelmä. TPPT-suunnittelujärjestelmä käsittää seuraavat tierakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen liittyvät pääkohdat (suluissa henkilöt, joiden laatimia alkupe- räistekstejä TPPT-raporteissa tai TPPT-menetelmäkuvaauksissa on pääasiassa käytetty hyväksi tässä suunnittelujärjestelmän kuvaauksessa)

- Suunnittelun laatuavoite ja TPPT-mitoituskriteerit (Heikki Onninen)
- Painuman ja routanousun TPPT-raja-arvot (Heikki Onninen)
- Tien kuivatuksen merkitys rakenteiden toiminnalle (Heikki Onninen)
- Tierakenteen suunnittelun lähtötietojen hankkiminen (Heikki Onninen, Leena Korkiala-Tanttu)
- Tien painumalaskenta ja pohjarakenteen valinta (Jouko Törnqvist, Markku Juvankoski, Rainer Laaksonen, Pauli Vepsäläinen, Jonni Takala, Matti Lojander)
- Tierakenteen routamitoitus (Seppo Saarelainen, Harri Kivikoski, Henry Gustavsson, Heikki Onninen)
- Päälysrakenteen kuormituskestävyysmitoitus (Harri Spoof, Jari Pihlajamäki)
- Pohjamaan urautumisriskin arviointi (Seppo Saarelainen)
- Päälysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi (Sami Petäjä, Harri Spoof)

Rakennetyyppejä ja rakenteiden valintaa koskevissa luvuissa on käytetty hyväksi myös TPPT-työraportin /27/ [Rakenneratkaisujen valinta. RA18 Harri Mäkelä] sisältöä.

Tässä suunnittelujärjestelmän kuvaauksessa on esitetty TPPT-suunnittelujärjestelmään kuuluvina myös sellaisia suunnittelun osa-alueita / osatehtäviä, joista ei ole TPPT-ohjelmassa pystytty laatimaan suoraan käytäntöön palvelevia menetelmäkuvaauksia. Menetelmäkuvausten laadinnan lähtökohtana oli, että niissä esitettävät menetelmät ja menettelytavat on todettu käyttökelpoisiksi käytännön havaintojen ja kokeiden perusteella tahi menetelmät hyvien, mutta vähäisten käyttökokemustenkin perusteella halutaan saada mahdollisimman pian koekäyttöön kentällä.

Eräitä suunnittelujärjestelmään kuuluvia asioita ei ole viety asian tiesuunnitteluyhteydessä vallitsevan uutuuden takia ohjelman aikana niin pitkälle, että niistä olisi voitu laatia menetelmäkuvaukset. Nämä asiat ovat kuitenkin niin merkittäviä tierakenteiden toiminnan ja kestävyyskannalta, että ne on katsottu aiheelliseksi ottaa mukaan suunnittelujärjestelmään ja sen kuvaukseen. Näitä asioita on käsitelty laajemmin erillisissä TPPT-raporteissa.

Edellä sanottu koskee erityisesti tierakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen (sekä myös toteutukseen) liittyvien riskien ja lähtöarvojen sekä lopputulosten luotettavuuden arviointia sekä painuman ja routanousun vaikutusta tien elinkaareen ja elinkaarikustannusten arviointiin. Painumalaskennan yhteydessä on selvitetty esimerkin avulla lähtötietojen tarkkuuden ja luotettavuuden vaikutusta laskettuun painumaan. Pohjarakenteiden valinnan yhteydessä on käsitelty myös rakenteiden riski-kustannustarkastelua. Routamitoituksen yhteydessä on käsitelty esimerkin avulla lasketun routanousun luotettavuutta ja riippuvuutta mitoituksessa käytetyn routimiskertoimen arvosta. Routamitoitukseen liittyvänä on käsitelty myös routavaurioriskin arviointia osana tien elinkaaren määrittämistä. Myös pohjamaan urautumisen arviointia on käsitelty. Luotettavuustarkastelun periaatetta myös päällysrakenteen kuormitus-kestävyysmitoituksessa on käsitelty suppeasti.

Alkuperäisessä tutkimussuunnitelmassa kuvatus TPPT-suunnittelujärjestelmän tuli sisältää myös rakenteiden tekemistä ja laadunvarmistusta. Uusia rakenteita kehitettiin TPPT-ohjelmaan liittyvissä koerakennuskohteissa (TPPT-loppuraportti "TPPT-koerakennuskohteet. Tulokset" TIEH 8/2002 ja kohdekohtaiset loppuraportit TPPT 25 - 42) ja myös HVS-koetiekoneella (HVS-kokeiden raportit). TPPT:ssä tehtyjen materiaalitutkimusten tuloksia on käsitelty TPPT-loppuraporteissa "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille, Tiehallinnon selvityksiä 66/2001 ja TPPT 22 "Sitomattomat materiaalit tien rakennekerroksissa. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä".

Itse rakenteiden käytännön tekemistä ja laadunvarmistusta käsiteltiin TPPT-ohjelmassa hyvin suppeasti, eivätkä nämä asiat sisälly tässä raportissa kuvattavaan TPPT-suunnittelujärjestelmään. Tuotantotekniikkaa, lähinnä moreenin käyttöä tierakennusmateriaalina on kehitetty mm. erillisissä tiehallinnon tutkimusprojekteissa. Myöskään tierakentamisen ympäristövaikutuksia ei suunnittelujärjestelmässä (elinkaarikustannusten arvioinnissa) ole mukana. Ympäristövaikutusten laskentaa on kehitetty ja tuloksia julkaistu mm. Tekesin johdolla toteutetun ympäristögeotekniikka-ohjelman projekteissa.

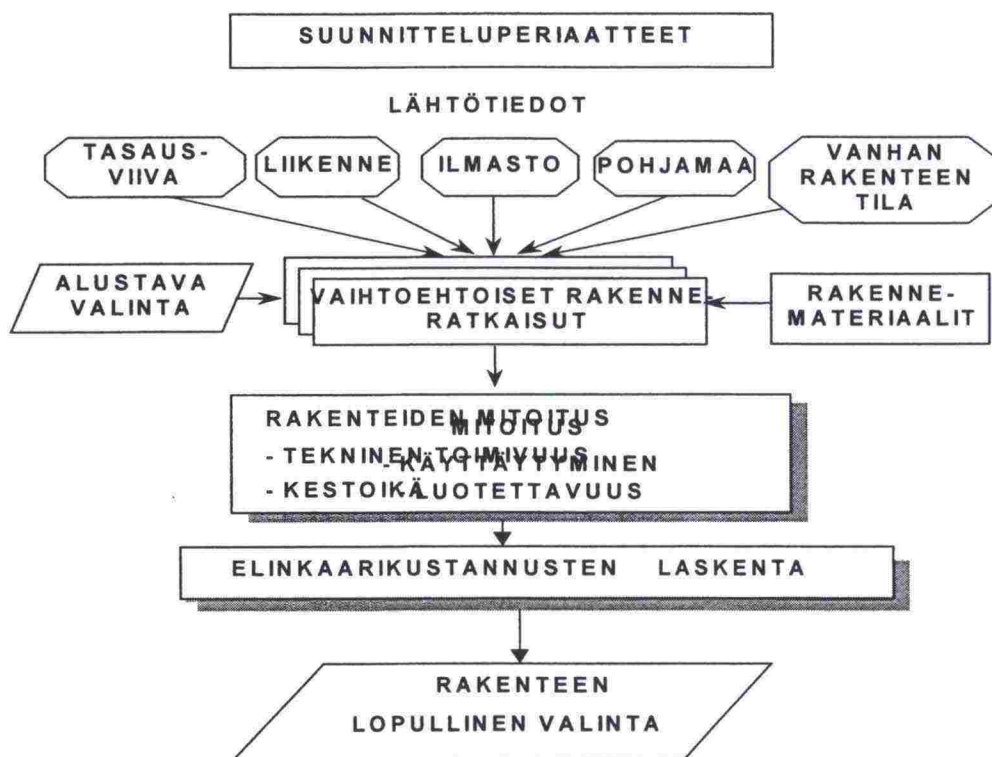
Tämän TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvauksen tavoitteena on antaa käsitys siitä laajasta ja suunnittelutehtävänä vaativasta kokonaisuudesta, mistä on kysymys, kun tierakenteiden suunnittelu ja mitoitus tehdään toiminnallisista lähtökohdista ja käyttäen analyyttisen mitoituksen periaatteita, osin yhdistettynä empiiriseen tietoon. Tässä raportissa esitettyjen asioiden perusteella ei ole mahdollista mitoittaa rakenteita, vaikka mitoitusta ja mitoitus-

seen liittyviä muitakin asioita on käsitelty paikoitellen jokseenkin laajasti. Mitoitus voidaan tehdä vain mitoitusasioita koskevien erillisten TPPT-menetelmäkuvausten (TPPT-loppuraportit) perusteella. Suunnittelujärjestelmän käyttäjältä ja tierakenteiden mitoittajalta edellytetään riittävää tie- ja geoteknistä osaamista, yleensä vähintään insinööritason opintoja vastaavia perustietoja

2 TPPT-SUUNNITTELUJÄRJESTELMÄ

2.1 Pääperiaatteet

TPPT-suunnittelujärjestelmä sisältää menetelmäkuvausten tasolle vietyinä ne menettelytavat ja keinot, joita käyttäen tien painuma voidaan laskea ja tierakenne (tien rakennekerrokset) voidaan routakestävyyden ja kuormituskestävyyden kannalta kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa. Vaihtoehtoisten rakenteiden valinnan yhdeksi työkaluksi on esitetty päällysrakenteen elinkaarikustannusten arviointimenettely. Tierakenteen elinikää tulee arvioida myös routakestävyyden ja painuman kannalta. Suunnittelujärjestelmän periaatekaavio on esitetty kuvassa 1.



Kuva 1. Tierakenteen TPPT-suunnittelujärjestelmä, periaatekuva.

TPPT suunnittelujärjestelmässä ei tässä yhteydessä ole käsitelty kaikkia niitä tehtäviä (osioita), jotka käytännössä kuuluvat tierakenteiden ja tiehen liittyvien rakenteiden suunnitteluun ja mitoitukseen. Käsittelemättömiä osiota ovat mm. tierakenteen kuivatuksen mitoitus ja tiessä olevien eritysrakenteiden (rummut, alikulut, tukimuurit, pohjavedensuojaurakenteet, tms.) mitoitus. Myöskään tien geotekniseen suunnitteluun kuuluvia kaikkia mitoitusasioita (esim. stabiliteetti, pohjarakenteet, pohjavahvistukset, eroosiosuojaukset, luiskasuojaukset) ei ole sisällytetty suunnittelujärjestelmään. Tässä yh-

teydessä käsittelemättömiltä osin käytetään tierakenteiden suunnittelussa tällä hetkellä käytettäviä yleisesti hyväksytyjä menettelytapoja.

Tiehen syntyy epätasaisuutta ja tierakenne vaurioituu liikenne- ja ilmasto-
rasitusten sekä painumien vaikutuksesta. TPPT-suunnittelujärjestelmässä
mm. tien alustavaa tasausviivaa ja luonnontilaista maanpintaa lähtötietona
käyttäen lasketaan rakenteesta maapohjaan kohdistuva lisäkuormitus ja sen
aiheuttamat painumat. Sellaisille kohdille, joissa kokonaispainumat tai pai-
numaerot tulevat tarkasteluaikana ylittämään näille asetetut kriteerit, vali-
taan ja mitoitetaan pohjanvahvistusrakenteet (kuva 2). Painumalaskennan
perusteella määritetty pohjarakennustapa määrittelee tierakenteen koko-
naispaksuuden eli tierakenteen painon maksimin.

Pohjanvahvistusrakenteet saattavat muuttaa (yleensä parantaa) luonnonti-
laisen pohjamaan routimisominaisuuksia tai muita routamitoitukseen vaikut-
tavia asioita. Painumamitoituksen tuottamat homogeeniset osuudet, pohja-
maan ominaisuudet sekä suunnitellut pohjarakenneratkaisut toimivat lähtö-
tietona routanousumitoitukselle (kuva 2). Tielinja jaetaan pituussuunnassa
homogeenisiin osuuksiin, joille routamitoitus tehdään. Routamitoitus määrää
kivennäismaarakenteen kokonaispaksuuden alarajan. Kun halutaan ohentaa
päälysrakennetta, voidaan routasuojaus tehdä routaeristämällä. Routami-
toituksen jälkeen tarkistetaan, onko rakenteen painumakäyttäytyminen
muuttunut ja tarvittaessa mitoitetaan rakenteet uudelleen painumalle.

Painuman laskenta ja routamitoitus tuottavat kullekin homogeeniselle osuu-
delle rakenteen, joka mitoitetaan kuormituskestävyydelle rakenteeseen tar-
kastelujakson aikana kohdistuvan liikennesäätelyn perusteella (kuva 2).
Kumulatiivinen kuormituskertaluku määrittää kriittisille päälysteen muodon-
muutoksille tai taipumaerotukselle (SCI300) suurimman sallitun arvon ja si-
ten päälysrakenteen yläosan rakennekerrospaksuudet.

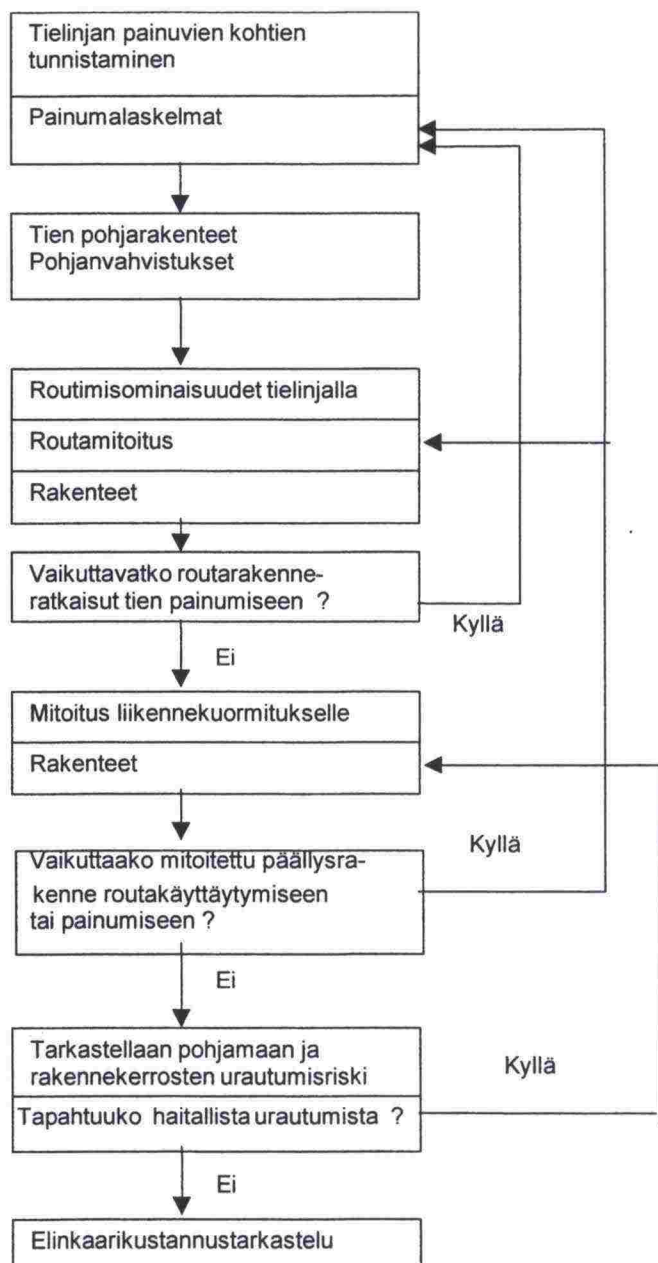
Kuormituskestävyyssmitoituksen jälkeen tarkistetaan jälleen, ovatko raken-
teen painuma- ja routakäyttäytyminen muuttuneet ja tarvittaessa mitoitetaan
rakenteet uudelleen painumalle ja / tai roudalle (kuva 2).

Lopuksi tarkastellaan vielä rakenteiden kestävyys roudan sulamisvaiheelle
(kevätkantavuudelle). Tällöin määritetään liikennekuormituksen aiheuttamat
muodonmuutokset pohjamaan pinnassa (pohjamaan urautumisriskin arvi-
ointi). Tarkastelu on tarpeen tehdä ainakin voimakkaasti routivalla tai muuten
pehmeällä pohjamaalla silloin, kun rakenteen jäykkyys on pieni (esimerkiksi
routaeristetyt tai/ja routanousua kestäviksi vahvistetut rakenteet, joissa lujite
on vain rakenteen yläosassa). Lopuksi tulee jälleen tarkistaa, ovatko raken-
teen painuma- ja routakäyttäytyminen tai kuormituskestävyys muuttuneet.
Tarvittaessa päälysrakenne mitoitetaan uudelleen liikennekuormitukselle.

Tien elinkaaren aikana toteutuvien kustannusten laskentaa varten valitaan
ensin tarkastelujakson pituus (mitoitusjakso). Lisäksi päätetään kunnossa-
pitostrategiasta, toisin sanoen kuntomuuttujien toimenpiderajoista, jotka
yleensä määräytyvät tieluokan perusteella. Vaihtoehtoisille rakenteille mää-
ritetään investointikustannukset ja tarkastelujaksolle arvioidut kunnossapito-
kustannukset. Erityistapauksissa (suurilla liikennemäärillä) voidaan huomioi-

da työmaan tien käyttäjille aiheuttamat lisäkustannukset. Pohjanvahvistus- ja routasuojusrakenteiden kustannuksia ei sisällytetä päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysiin, vaan niille tehdään erillinen elinikä- / vaurioitumisriskitarkastelu

Täydellisimmillään elinkaarikustannustarkastelussa ja lopullisessa rakenteen valinnassa pitää huomioida kustannusten lisäksi myös rakenteiden ja rakentamisen ympäristövaikutukset. Ympäristövaikutustarkastelua ei TPPT-suunnittelujärjestelmässä ole mukana.



Kuva 2. Tierakenteen mitoitus painumalle, routanousulle, liikennekuormitukselle sekä roudan sulamisvaiheen urautumisriskille. TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaisen mitoitusprosessin periaatekaavio.

TPPT-suunnittelujärjestelmä on hanketason suunnittelujärjestelmä, jossa käytetyt menetelmät palvelevat soveltuvin osin myös tieverkkotason (tienpidon ohjaus ja ohjelmointi) hallintamenetelmiä. Toisaalta tieverkkotason mitaukset pitäisi saada palvelemaan myös hanketason suunnittelua ja toimenpiteitä (esim. menetelmäkuvaus TPPT 16 "Palvelutasomittaus (PTM) tien rakenteen parantamisen suunnittelussa").

2.2 Rakenteiden mitoitus ja valinta

TPPT-suunnittelujärjestelmän mitoitusmenettelyille on olennaista, että mitoitus tapahtuu paikkakohtaisilla tiedoilla ja parametreilla (liikenne, ilmasto, pohjamaa, käytettävät rakennemateriaalit).

Mitoituksessa käytettävien pohjamaata ja rakennemateriaaleja koskevien parametrien määrittäminen tapahtuu laboratoriotesteillä tai maastossa tehtävien mittauksin ja tutkimuksin. Parametrien taulukkoarvoja, jotka ovat aina keskimääräisiä, voidaan käyttää alustavassa suunnittelussa ja mitoituksessa (yleissuunnitelmavaiheessa), jos paikkakohtaisia parametreja ei jostain syystä ole vielä käytettävissä. Käyttämällä rakenteiden suunnittelussa paikkakohtaisia parametreja mitoituksella päästään yleensä kustannuksiltaan ja kestoiltaan edullisempiin rakenteisiin kuin (keskimääräisiä) taulukkoarvoja käyttämällä. Materiaalikohtaisten parametrien käytöllä on myöskin mahdollista käyttää ko. materiaalin ominaisuudet hyväksi paremmin kuin keskimääräisillä, yleensä konservatiivisilla taulukkoarvoilla.

Paikkakohtaisen parametrien käytössä on luonnollisesti otettava huomioon paikkakohtaisten parametrien määrittämisen kustannukset. Tästä syystä aivan pienissä ja etenkin vaativuudeltaan alemmissa rakennuskohteissa järkevä ja asiantunteva taulukkoarvojen käyttö saattaa tulla kysymykseen myös rakennussuunnitelmavaiheessa.

Suunniteltava tiekohde jaetaan painuman ja routimisen, perusparannettavassa kohteessa myös vanhan tien kuormituskestävyyden kannalta homogeenisiin osuuksiin ja rakenteet mitoitetaan painumalle, routanousulle ja kuormituskestävyydelle, tässä järjestyksessä. Painuman laskenta tuottaa homogeeniset osuudet ja niille suunnitellaan tarvittaessa pohjarakenneratkaisut, jotka toimivat yhtenä lähtötietona routanousumitoitukselle. Vastaavasti painuma- ja routanousumitoitus yhdessä tuottavat lähtötiedot kuormituskestävyyksimitoitukselle.

Tien rakenneratkaisua valittaessa tulee noudattaa tai olla voimassa seuraavat periaatteet /27/ [Mäkelä, H. Rakenneratkaisujen valintaperusteita, 2000]:

1. Suunnittelun lähtökohtana on käyttöikävaatimus, joka rakenteen on täytettävä (esim. 50 v perustapauksessa pohjarakenteen osalta, routakestävyys esimerkiksi 20...30 vuotta jne., päällysteen suunnitteluikä esim. 20 v).

2. Alemman kerroksen kestoikävaatimus on aina suurempi kuin ylemmän kerroksen arvioitu kestoikä. Rakenneosan laskennallinen kestoikä määräytyy materiaalien kestävydestä ja rakenneosan sallituista muodonmuutoksista. Painumien osalta rajatilana on usein koko tierakenteen sallittujen painumien ylitys. Routakestävyydelle asetettu routanousun ja routanousueron rajatila voi ylittyä mitoitusperusteena olevan pakkasmäärän ylittyessä. Pakkasmäärä on stokastinen (satunnainen) arvo, jonka ylittymisen seurausvaikutuksia voidaan arvioida laskennallisesti rakenteen vaurioitumismalleilla (esimerkiksi rakenteen halkeilun ja routanousuerojen vuorosuhde).
3. Tierakenne konstruoidaan alhaalta ylöspäin; pohjarakenteista routaratkaisuun ja lopuksi kuormituskestävyyden suhteen varmistettu päällysrakenne (tierakenteen yläosa).
4. Tien kuntokriteerit täyttävä kestoikä määräytyy rakenneosien kestoiästä tai heikoimman rakenneosan kestoiästä, minkä jälkeen tehdään korjaus tai kunnostus esimerkiksi pintaan tai koko rakenteeseen. Kunnostetun tai korjatun rakenteen kestoikä arvioidaan sen jälkeen laskennallisesti (kestoikämallit).
5. Rakennerratkaisun valintakriteereihin otetaan mukaan kaikki tavanomaisessa suunnittelussa vaikuttavat reunaehdot (eli kriteerit), kuten:
 - tiepenkereen käytönaikaisen vakavuuden on oltava varmuuskertomeltaan vähintään 1,8 tai vastaava,
 - tien kuivatuksen on toimittava suunnitellun ajan (rummun painumat enintään 300 mm tai 100 mm jne.),
 - tien poikkikaltevuuden muutokset ovat sallituissa rajoissa kunnossapitojakson ajan,
 - tien tasauksen vaatimukset ja sallitut poikkeamat käyttöikänsä ja
 - rakenne on toteutettavissa luotettavasti.

Tie jaetaan ns. homogeenisiin tai tasaisesti muuttuviin (siirtymäkiila) osuuksiin ensin pohjarakenteiden määrittämiseksi ja sen jälkeen routakestävyuden määrittämiseksi koko tarkasteltavan tieosan pituudelta. Homogeenisten osuuksien määrittäminen tapahtuu toisaalta pohjasuhteiden perusteella ja toisaalta suunnittelukriteerien ja reunaehtojen pohjalta.

Rakenteen suunnittelun ja mitoittamisen edetessä tierakenteessa "alhaalta ylöspäin" määräytyvät käytettävät rakennevaihtoehdot rakenneosien sallittujen muodonmuutosten ja jännitysten perusteella. Teoriassa on siten kullekin homogeeniselle mitoitusosuudelle löydettävissä yksi edullisin rakennevaihtoehto, jota käytännön suunnitelmassa joudutaan vertaamaan muiden osuuksien vaihtoehtoihin. Vertailulla rakenteita yhdenmukaistetaan, jotta peräkkäisissä homogeenisissa osuuksissa ei hypitä syvästabiloinnista kevennykseen, paalutukseen jne. (tai routaeristyksestä lujittamiseen ja päinvaltoin) liian pieninä osuuksina, vaan kokonaisuus nähdään myös osuuksien suunnittelussa. Kriteereihin, joihin toteutettavien rakenteiden valinta ja mi-

toitus perustuu, tulee esitettyjen lähtötietojen lisäksi sisältyä myös käytettävissä olevan rakennusaika.

Rakennevaihtoehtojen tarkastelu- ja valintajärjestys voi olla esimerkiksi seuraava:

Painuma:

- (tasausviivan suunnittelu painumien rajoittamiseksi)
- pohjanvahvistukset painumisen hallitsemiseksi
- päällysrakenteen alaosan vahvistukset painumaeroja tasaamaan ja kestämään niitä
- siirtymärakenteet painumaerojen tasaamiseksi.

Route:

- routimattomat rakennepaksuudet routanousun rajoittamiseksi
- pohjamaan homogenisointi, stabilointi tai / ja tehostettu kuivatus routanousun pienentämiseksi ja routanousuerojen tasaamiseksi
- routaeristeet routanousun rajoittamiseksi
- päällysrakenteen yläosan vahvistukset routanousueroja tasaamaan ja kestämään niitä
- siirtymärakenteet routanousueroja tasaamaan.

Liikennekuormitus

- rakennemateriaalit ja -paksuudet kestämään liikennekuormituksia
- päällysrakenteen stabiloinnit kestämään liikennekuormituksia
- pohjamaan stabilointi tai / ja tehostettu kuivatus pohjamaan sulamispehmenemisen ja pysyvien muodonmuutosten hallitsemiseksi
- päällysrakenteen keskiosan vahvistukset kestämään liikennekuormituksia
- päällysrakenteen alaosan vahvistukset pohjamaan muodonmuutosten hallitsemiseksi.

2.3 Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa

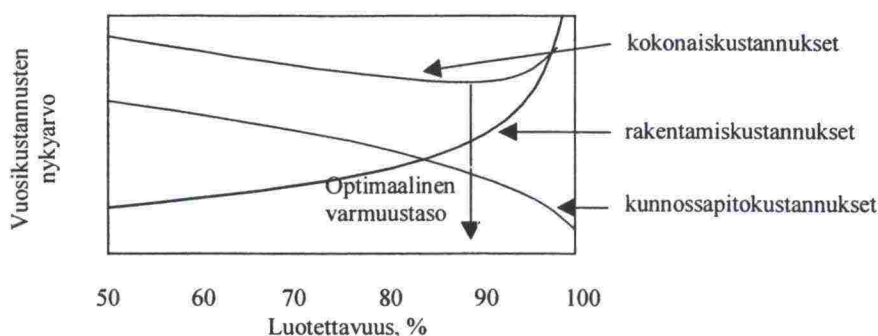
TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaan tierakenteen suunnittelun tavoitteena on, että tie täyttää sille asetetut toiminnalliset ja rakenteelliset vaatimukset koko suunnitellun eliniän tietyllä varmuudella ja, että samalla tien elinkaaren aikaiset kustannukset ovat mahdollisimman alhaiset. Pelkkä TPPT-menetelmäkuvausten mukainen rakenteiden mitoitus, kestoiän arviointi ja elinkaarikustannusanalyysi eivät välttämättä johda luotettavaan tulokseen tämän tavoitteen saavuttamisessa. Rakenteiden suunnittelussa ja valintaprosessissa tulisi em. seikkojen ohella käyttää hyväksi luotettavuus- tai riskianalyysianalyysiä.

TPPT-suunnittelujärjestelmä ei ainakaan toistaiseksi sisällä käytäntöön soveltuvaa yksinkertaista menettelytapaa (menetelmäkuvausta) luotettavuus- ja riskitarkastelujen suorittamiseksi. Näitä asioita on käsitelty sekä perusteiden osalta että muutamien esimerkkien valossa loppuraportissa TPPT 24 "Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa". Tässä luvussa on asiaa käsitelty yleisellä tasolla ja asiat ovat poimintoja tuosta raportista. Riski- ja luotettavuusasioita on tässä raportissa käsitelty myös myöhemmissä painu-

manlaskentaa, routamitoitusta ja kuormituskestävyysmitoitusta koskevissa luvuissa.

Nimitykset riskianalyysi ja luotettavuusanalyysi tarkoittavat saman asian käänköpuolia. Luotettavuus (R) on todennäköisyys sille, että rakenne toimii suunnitellun eliniän vaaditulla tavalla käyttöolosuhteissa eli todennäköisyys, jolla tien toiminnalliset ominaisuudet pysyvät sallituissa rajoissa tien suunnitellun elinkaaren ajan. Riski (P) puolestaan tarkoittaa sitä todennäköisyyttä, jolla rakenne ei täytä sille asetettuja toiminnallisten ominaisuuksien vaatimuksia eli, että rakenne ei toimi vaaditulla tavalla. Riskin todennäköisyyden ja luotettavuuden summa on 1, eli riskin todennäköisyys $P = 1 - R$.

Mitä suuremmalla varmuudella tien halutaan kestävän sen suunnitellun iän, sitä järeämpiä rakenteita tarvitaan. Tämä lisää rakentamiskustannuksia, mutta vastaavasti pienentää hoito- ja ylläpitokustannuksia. Tavoitteena on etsiä optimaalinen varmuustaso kullekin kohteelle (viimekädessä homogeeniselle osuudelle) siten, että varmistetaan kokonaiskustannusten minimointi ja tien palvelutason ja liikenneturvallisuuden pitäminen hyväksyttävällä tasolla (kuva 3) /15/ [Luotettavuusanalyysit, Jämsä, H., Ruotoistenmäki, A. TPPT-väliraportti E3. 1996]. Vaikka tierakenteiden kunnon muuttumisen ja kestojen arviointiin tiedetään liittyvän suurta epävarmuutta, ei luotettavuusanalyysihin perustavia tarkastelutapoja toistaiseksi ole juurikaan käytetty tierakenteiden suunnittelussa. Luotettavuus on tavallisesti otettu huomioon korkeintaan epäsuorasti varmuuskertoimilla, jotka on määritetty puhtaasti kokemuseräisen tiedon perusteella ilman taloudellisuustarkasteluja.



Kuva 3. Periaatekuva tien optimaalisen luotettavuustason määrittämisestä /15/.

Mikäli luotettavuustarkasteluja ei tehdä, edustavat suunnitteluarvot esimerkiksi kuormituskestävyyden suhteen 50 % varmuustasoa. Käytännössä tämä merkitsee suurta vaurioitumisriskiä, koska karkeasti puolet rakenteista kestää suunnitellun kestojen vaaditulla tavalla ja puolet rakenteista vaurioituu ennen suunnitellun kestojen umpeutumista.

Maa- ja pohjarakenteiden suunnittelussa käytetään Suomessa vielä yleisesti kokonaisvarmuuslukumenettelyä, vaikka osavarmuuslukumenettely onkin

suositeltu. Kokonaisvarmuuslukumenetelyssä varmuus ilmaistaan kokonaisvarmuusluvulla, joka on rakenteen kapasiteetin ja rakenteeseen kohdistuvan kuorman välinen suhde. Sekä kuorman että kapasiteetin laskemisessa käytetään tällöin niiden ominaisarvoja (mitoitettavan arvon odotusarvo). Esimerkiksi maaluiskissa kapasiteetti muodostuu luiskan eri maakerrosten leikkauslujuuksien summasta vaarallisimmaksi otaksutussa liukupinnassa. Kuorma muodostuu liukupintaan kohdistuvista ulkoisista ja sisäisistä voimista, jotka pyrkivät aiheuttamaan liukupintaan rajoittuvien maamassojen liukumisen liukupintaa pitkin.

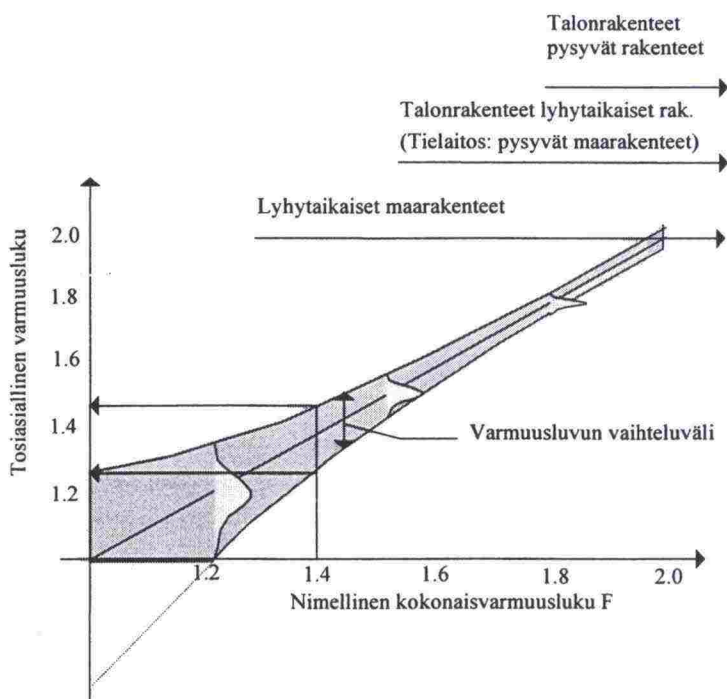
Rakennusalan suunnittelussa on yleensä tavoitteena, että kuorma enintään 5 % todennäköisyydellä ylittää kapasiteetin /59/ [Pohjarakennusohjeet, RIL 121-1988]. Kulloinkin sovellettava todennäköisyystaso pyritään valitsemaan seurannaisvaikutusten vakavuuteen perustuen. Siten tilanteissa, joissa ihmisille ja pysyville rakenteille voi aiheutua vahingonvaaraa, sovelletaan suurempia varmuustasoja kuin tilanteissa, joissa rakenteen pettäessä seurauksena on esimerkiksi ainoastaan rakenteen tekijän / omistajan taloudellinen menetys.

Maarakenne muodostaa jatkuvuuden, jossa kaikkien maakerrosten tai sen osien ominaisuuksia ei voida taloudellisista syistä johtuen muiden rakennusmateriaalien tapaan yhtä luotettavasti selvittää. Riskin ja kokonaisvarmuusluvun välisen vuorosuhteen tarkka arviointi maarakenteissa on siten yleensä erittäin vaikeaa. Eräs syy tähän vaikeuteen on se, ettei esimerkiksi materiaalien lujuus- tai muodonmuutosominaisuuksiin vaikuttavien tekijöiden jakaumia tunneta ja käytännössä esim. ominaisuusmäärittyskokeiden määrä on yleensä liian pieni. Myös maarakenteiden kuormitukseen vaikuttaa suuri joukko vaikeasti suuruudeltaan arvioitavia tekijöitä. Tällaisia ovat esim. sulaminen / jäätyminen, huokosvedenpaineessa ja virtaavassa pohjavedessä vuosi- ja vuosikymmentasoilla tapahtuvat muutokset, maan tiivistyminen ajan mittaan, jne.

Tierakenteille ei ole määritetty "virallisia" kokonaisvarmuuslukuja. Pohjarakenteiden mitoituksessa suositellaan käytettäväksi osavarmuuskorotuskerrointia ja eri tilanteille ja olosuhteille on esitetty osavarmuusluvut /49/ [Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. TIEH 2100002-01. 2001]. Muuta rakentamista ohjaamaan on eri ohjeissa annettu mitoituksessa sovellettavia kokonaisvarmuuslukuja. Lähinnä talonrakennukseen tarkoitettussa ohjeessa RIL 121 /59/ mm. rakennuspohjan alueelliselle sortumalle esitetään kokonaisvarmuusluvulle minimiarvoa $F = 1.8$. Rakennuskaivanto-ohjeissa /60/ [RIL 181-1989] sovelletaan arvoa $F = 1.8$, kun pysyväksi tarkoitettujen sortuman vaikutusalueella on muita kuin työnaikaisia rakenteita. Työnaikaisen kaivannon tilanteessa vaaditaan arvoa $F = 1.5$, kun mahdollisen sortuman vaikutusalueella ei ole pysyviä rakenteita. Lyhytaikaisissa kaivuissa helpoissa pohjasuhteissa sovelletaan usein minimiarvoa $F = 1.3$. Näitä arvoja voidaan soveltaa myös tierakenteiden suunnittelussa /49/ [Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. TIEH 2100002-01. 2001].

Useat pohjamaan ja maarakenteissa käytettävien materiaalien ominaisuuksissa tapahtuvat muutokset ovat ajasta riippuvia. Maakerroksissa ajan mit-

taan tapahtuvat jännitys- ja muodonmuutostilan muutokset vaikuttavat usein merkittävimmin rakenteen kykyyn ottaa kuormia vastaan. Maarakenteen käyttäytyminen muuttuu rakenteen lähestyessä murtotilaa. Muissa rakennusmateriaaleissa yleisesti sovellettavat lineaarisen käyttäytymisen säännöt eivät enää päde, kun varmuustaso laskee alle kokonaisvarmuustason $F = 1.5 \dots 1.7$. Mitä lähempänä murtotilaa ollaan, sitä vaikeammin arvioitavaan käyttäytyminen on. Tätä seikkaa valaisee kuva 4.



Kuva 4. Nimellisen ja todellisen kokonaisvarmuuden välinen epävarmuus. Periaatekuva.

Varmuuskertoimen otaksutaan peittävän mm. tutkimustulosten määrästä, laadusta, tutkimusmenetelmistä, tulosten tulkinnasta, laskentamenetelmistä ja muista virhelähteistä johtuvat epävarmuustekijät. Varmuuskerronin ei kuitenkaan kuvaa absoluuttista varmuutta sortuman mahdollisuudesta.

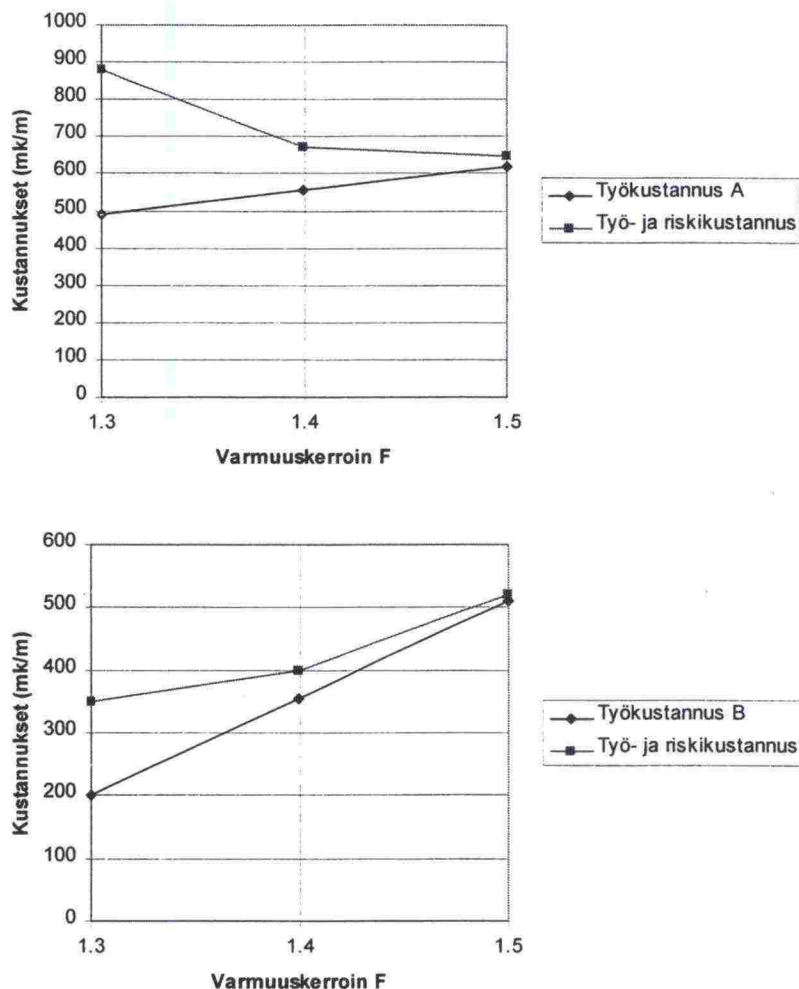
Esimerkiksi lähteessä /21/ [Lacasse, S., & Nadim, F., Uncertainties in characterising soil properties. NGI Publication 201, Oslo 1997] esitetyssä paalu-perustuksen luotettavuusanalyysiesimerkissä on tarkasteltu vuonna 1976 asennetun paalun alkuperäisiin kuormitus- ja pohjasuhdetietoihin pohjautuvaa luotettavuusanalyysiä sekä vuonna 1989 suoritettujen uusien pohjatutkimus- ja kuormitustietojen perusteella suoritettua uutta luotettavuusanalyysiä. Vuoden 1976 tarkasteluissa varmuuskertoimeksi saatiin $F=1.79$. Vastaavasti vuonna 1989 analysoinnissa varmuuskertoimeksi saatiin $F=1.40$, mutta samalla tarkentuneiden lähtötietojen johdosta epävarmuus maapohjan ominaisuuksien ja kuormituksen suhteen pieneni. Vuoden 1989 tulosten perusteella, vaikka varmuuskerronin on alhaisempi, paalun varmuusmarginaali on suurempi kuin vuoden 1976 tulosten perusteella. Parametrien arvoihin liitty-

vän epävarmuuden pienentymisestä johtuen murtumisriski pienentyi puoleen.

Perinteisimmin tilastollisia tarkasteluja tien geoteknisessä suunnittelussa on totuttu liittämään luiskien ja penkereiden stabiliteettitarkasteluihin. Stabiliteettia laskettaessa tutkitaan tavallisesti ns. vaarallisimmalla liukupinnalla vaikuttavan leikkauslujuuden ja maan oman painon ja muiden kuormitusten mobilisoiman leikkausjännityksen suhdetta. Suunnittelija tavoittelee tarkoituksenmukaisinta ja taloudellisinta rakennetta, joka kestää epäedullisimman kuormitustilanteen. Sallittu leikkausjännitys määritetään redusoidulla pohjatutkimuksilla saatua leikkauslujuutta varmuuskertoimella, jonka otaksutaan peittävän tutkimustulosten määrästä, laadusta, tutkimusmenetelmistä, tulosten tulkinnasta, laskentamenetelmistä ja muista virhelähteistä johtuvat epävarmuustekijät. Varmuuskertoimen suuruus määritetään tavallisesti aikaisemman kokemuksen ja harkinnan mukaan, mikäli sen minimiarvolle ei säännöksissä ja ohjeissa ole asetettu rajoituksia /42/ [Slunga, E., Maaluis-kan tilastollisesta varmuudesta, Rakennusteollisuus 8.1973].

Varmuuskertoimeen liittyvää tunnettua luiskan murtoriskiä voidaan käyttää hyväksi, kun arvioidaan varmuuskertoimen taloudellista optimiarvoa. Kokonaiskustannukset saadaan siten, että eri varmuuskertoimia vastaavien poikkileikkausten työkustannuksiin lisätään kuhunkin varmuuskertoimeen liittyvän riskin suuruinen osuus mahdollisen sortuman aiheuttamista vahingoista ja niiden korjauskustannuksista. Etenkin stabiliteettiin liittyvien riskitarkastelujen osalta tulee muistaa myös muiden vahinkojen, ja etenkin henkilövahinkojen mahdollisuus. Näiden mahdollisia vaikutuksia ei kuitenkaan viitteen /42/ tarkastelussa ole otettu mukaan.

Eri varmuuskertoimia vastaavia kokonaiskustannuksia voidaan verrata toisiinsa. Kuvassa 5 on esimerkkinä esitetty varmuuskertoimen taloudellisen optimiarvon määrittäminen kahdelle luiskapoikkileikkaukselle /42/. Varmuuskertoimeen liittyvät murtoriskit ovat varmuuskertoimen arvoja 1.3, 1.4 ja 1.5 vastaten 15 %, 4.5 % ja 1 %. Esitetyistä varmuuskertoimen arvoista edullisin on A-tapauksessa 1.5 ja B-tapauksessa 1.3. Ero johtuu pääosin tapauksessa A käytetyn vahvistusmenetelmän korkeammista kustannuksista. Tapaus B puolestaan osoittaa, että taloudellisesti edullisimpaan varmuuskertoimeen voi liittyä huomattavan suuri murtoriski, joka tässä (työn aikaisessa / lyhytaikaisessa) tapauksessa on ollut 15 % (yhdessä rakenteessa seitsemästä varmuuskerroin voi olla $F < 1$).



Kuva 5. Kokonaiskustannukset varmuuskertoimen suhteen kahdessa eri tapauksessa (A ja B) /42/.

2.4 TPPT-mitoitusmenettelyiden periaatteet ja rajaukset

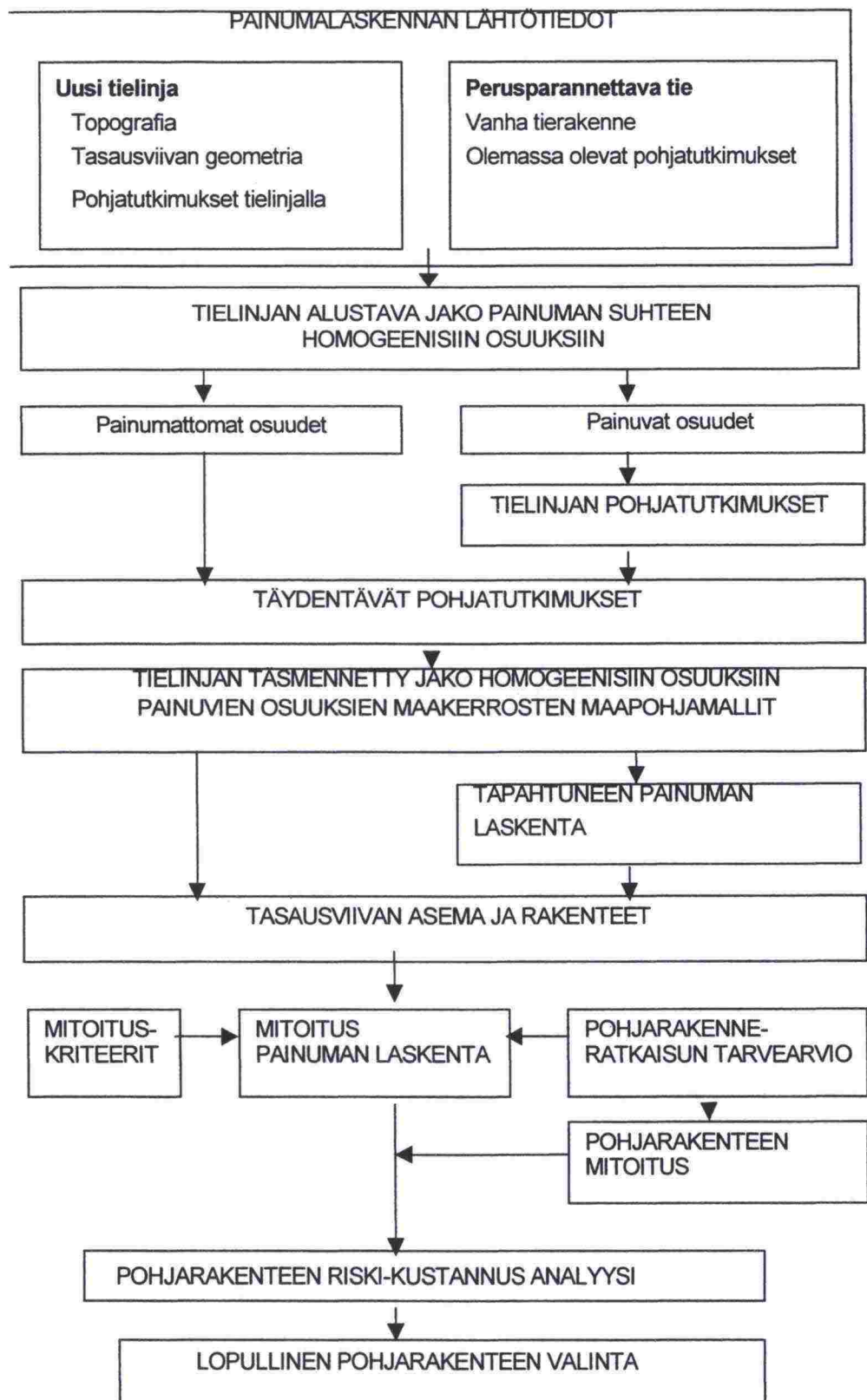
1. Kuormituskestävyysmitoitus on tarkoitettu kestopäällysteisille (AB-, ABK-, SMA-päällysteet) tierakenteille, joissa päällysteen alla ei ole si-
dottuja kerroksia. TPPT-mitoitusmenettelyssä lähdetään siitä, että kesto-
päällysteen paksuus on 60-80 mm tai suurempi. Maabetonirakenteiden
tai muulla tavalla lujitettujen rakenteiden tahi kevytpäällysteiden (PAB- ja
SOP-päällysteet) käsittelyyn ei tässä esitetty mitoitusmenettely sellaise-
naan sovellu. (Tiehallinnon projektissa "Kevytpäällysteisten teiden vauri-
oitumismallien ja mitoitusmenetelmien kehittäminen" on luotu luodaan
menettelyt myös PAB- ja SOP-päällysteiden mitoittamiseen /5/ [Belt, J.,
Lämsä, V.P., Ehrola, E. Kevytpäällysteisten teiden rakenteen parantami-
sen mitoitusmenettely. Tiehallinnon selvityksiä 85/2001].)

Tierakenteen yläosan (päällysteen) mitoitus perustuu ns. mekanistis-
empiiriseen malliin, jossa analyttisen teorian mukaan lasketut jännityk-

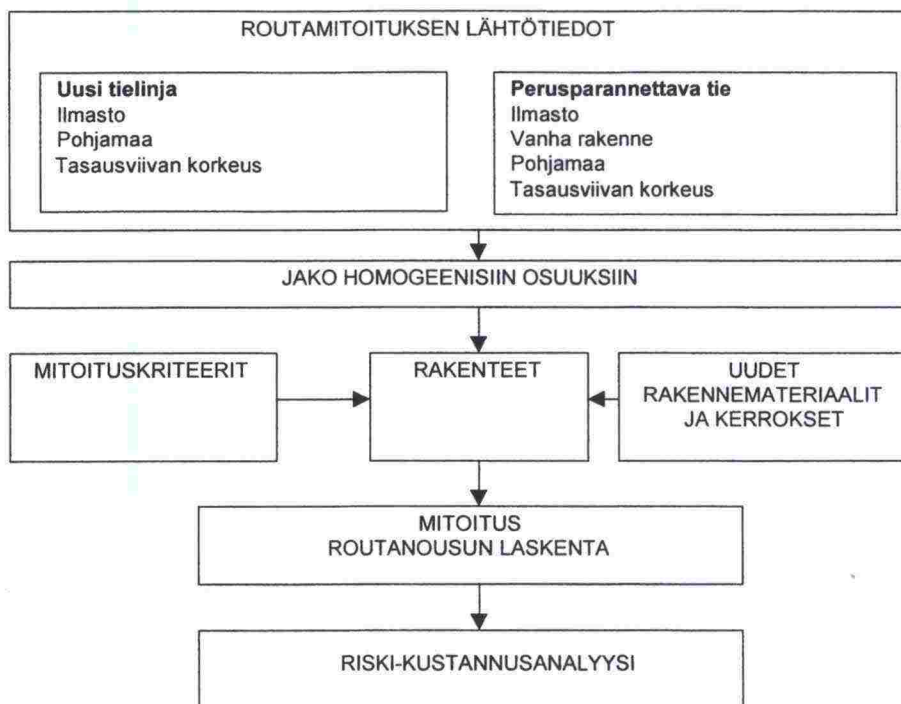
- set ja muodonmuutokset yhdistetään kentällä havaittuun päällysteen vaurioitumiseen. Routa- ja painumamitoituksessa käytetään analyttistä mitoitus tapaa. Mitoituksessa käytettävien parametrien määrittämisessä käytetään hyväksi myös empiirisiä havaintoja ja vuorosuhteita.
2. Tierakenteen kuntoon (tasaisuuteen, vaurioitumiseen, urautumiseen) vaikuttavat rakenteen kuormitus-, routa- ja painumakestävyys sekä näiden tekijöiden yhteisvaikutukset. Rakenteen mitoitus tehdään erikseen liikennekuormitusrasitusten, routarasitusten ja painuman perusteella (kuva 2). Ensimmäinen lasketaan rakenteen / tien painumat ja pohjanvahvistustoimenpiteiden tarve. Toiseksi mitoitetaan tierakenteen kokonaispaksuus rakenteissa käytettävien materiaalien lämmönjohtavuuden perusteella siten, ettei mitoituksen pohjana olevaa routanousua ylitetä. Sen jälkeen rakenne mitoitetaan liikennekuormitukselle. Lopuksi voidaan tarkastella vielä se tilanne, jolloin roudan sulaminen on pehmentänyt rakenteen alimmat osat ja pohjamaan. Tierakenteen on kestävä myös tämä tilanne haitallisesti vaurioitumatta.
 3. Mitoituskriteerit ja mitoituksessa sovellettavat raja-arvot on määritetty tien tasaisuuden (tien käyttäjän kokemus ajomukavuus) ja tien, erityisesti päällysteen rakenteellisen kestävyys pohjalta. Ne määrittävät vähimmäistason mitoituksen tuottamalle tien laadulle ja kestoille. Käytettävien raja-arvojen määrittelyssä on pyritty siihen, että ne ovat ennakoitavissa tai arvioitavissa ja myös yksikäsitteisesti tiestä mitattavissa olevia. Raja-arvot kuvaavat tien tasaisuutta, joka on TPPT-mitoituksen yksi lähtökohta. Raja-arvojen tulisi olla myös korjausten toimenpiderajoja.
 4. Painumalaskennalla haetaan ensin ne kohdat tielinjalla, joissa painuminen ylittää painumakriteerit (painumaerot, kulmakiertymät). Ne kohdat, joissa painumaerojen odotetaan aikatekijä mukaan lukien ylittävän sallitun rajan, mitoitetaan pohjanvahvistusmenetelmiä käyttäen siten, että painumat ja painumaerot pysyvät sallituissa rajoissa (kuva 6). Pohjarakennustavan valinnassa voidaan käyttää erillistä riskikustannusanalyysiä.
 5. Roudan hallinta jakautuu kahteen osaan: routanousun rajoittamiseen ja sulamispehmenemisen haittavaikutusten estämiseen. Epätasainen routanousu aiheuttaa ensisijaisesti rakenteen vaurioitumista liikennekuormituksesta riippumatta. Sulamispehmeneminen vaikuttaa rakenteen kestävyys ensisijaisesti alentuneen pohjamaan kuormituskestävyyden kautta.
 6. Routamitoitus perustuu rakennepaksuuksien tai routaeristykseen mitoitamiseen niiden lämmönjohtavuuden, pohjamaan routivuuden, pakkasmäärän ja routanousukriteerin perusteella (kuva 7). Eri tavalla routasuojattujen rakennevaihtoehtojen valinnassa voidaan käyttää apuna routanousuriskiä (vaurioitumisriskiä) perustuvaa elinikä tarkastelua.

7. Päällysteen kuormituskestävyysmitoitus perustuu päällysteen alapinnan vaakasuoraan vetomuodonmuutokseen tai taipumaerotukseen (SCI300), jotka selittävät päällysteen väsymisestä aiheutuvaa liikenneperäistä vaurioitumista (kuva 8).
8. Koko tierakenne voidaan tarkastella vielä ottamalla huomioon pohjamaan kuormituskestävyys roudan sulamisaikana. Pohjamaan kokonaismuodonmuutoksen perusteella arvioidaan pohjamaan urautumisriskiä. Tarkastelussa tarvitaan sulamisvaiheen pituus sekä rakennekerrosten ja pohjamaan jäykkyyden alenema, joka huomioidaan niiden moduulissa.
9. TPPT-mitoitusjärjestelmä sisältää myös vaihtoehtoisten rakenneratkaisujen elinkaarikustannusten arviointimenettelyn. Mitoitettujen rakenteiden elinkaarikustannuksiin perustuvat taloudellisuusvertailut toimivat päätöksenteon tukena valittaessa kohteessa toteutettavaa rakenneratkaisua (kuva 9).

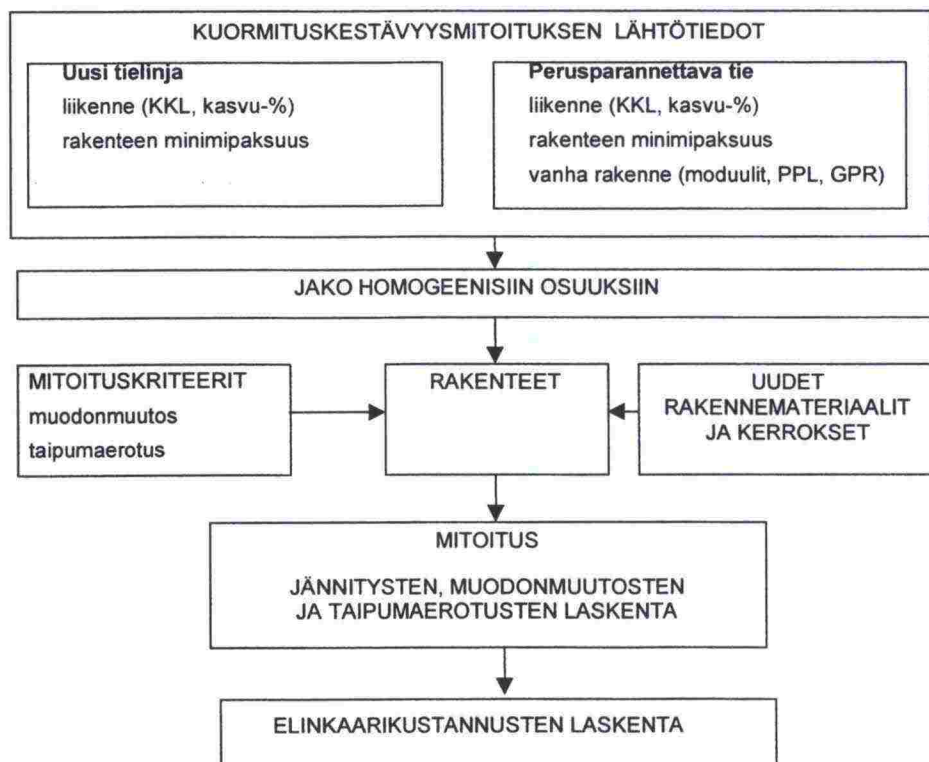
TPPT suunnittelujärjestelmän painuman laskentaa, routamitoitusta ja kuormituskestävyysmitoitusta koskevia menetelmäkuvauksia (TPPT 17-20) täydentävät mitoituksen lähtötietojen hankintaa käsittelevät menetelmäkuvaukset 1-16, 21), jotka on julkaistu erillisinä raporteina ja joihin on viitattu ohjeissa (kts. luku 5). Suositeltavat menetelmät on todettu käyttökelpoisiksi käytännön havaintojen ja kokeiden perusteella. Mitoitusmenettelyissä on myös viitattu yleisessä käytössä oleviin tielaitoksen tai muiden organisaatioiden julkaisemiin eritasoisii ohjeisiin, joita ei ole käsitelty TPPT:n yhteydessä.



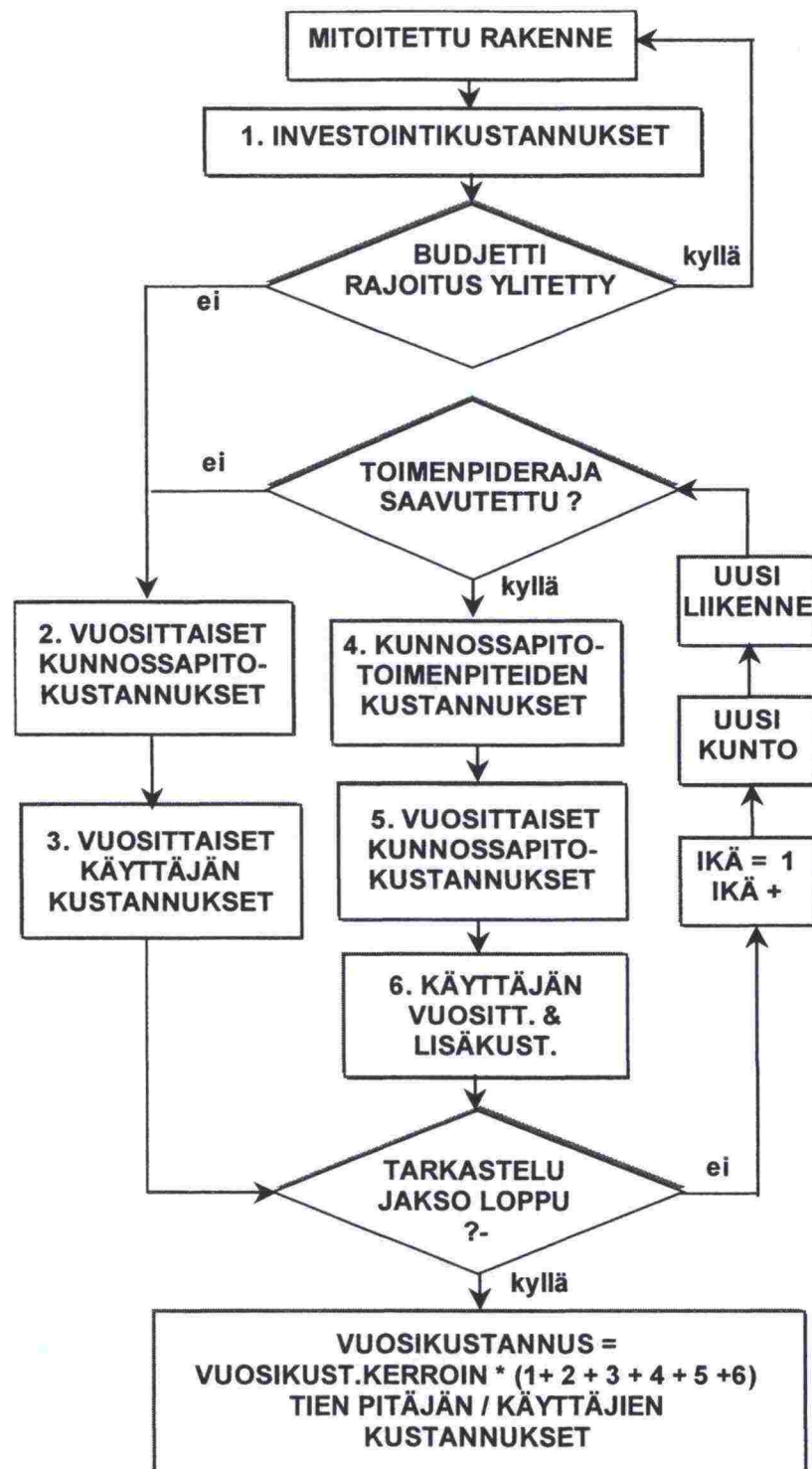
Kuva 6. Tierakenteen TPPT-suunnittelujärjestelmä. Periaatekaavio painuman hallinnasta.



Kuva 7. Tierakenteen TPPT-suunnittelujärjestelmä. Periaatekaavio routakesävyden hallinnasta.



Kuva 8. Tierakenteen TPPT-suunnittelujärjestelmä. Periaatekaavio päällysrakenteen kuormituskestävyyden hallinnasta.



Kuva 9. TPPT-suunnittelujärjestelmä. Periaatekaavio päällysrakenteen elinkaarikustannusten laskennasta.

3 TPPT-MITOITUSKRITEERIT JA RAJA-ARVOT

3.1 Suunnittelun laatutavoite

Mitoitus ja lopputuotteen laatu

Tierakenteen suunnittelussa ja mitoituksessa pyritään lopputuotteeseen, joka täyttää tien liikenteelliset (tien käyttäjän kokema liikennöitävyys, tasaisuus) vaatimukset ja rakenteelliset kestävyys ehdot kestoiän aikana. Vaurioittavat rasitukset ovat joko kuormitusperäisiä (liikenneperäisiä), ilmastoperäisiä tai painumisesta johtuvia tai näiden yhdistelmiä. Pyrittäessä tiettyyn tavoitelaatuun kestoiän kannalta, laatu rakentamisen jälkeen voi olla korkeampi kuin käyttötilanteen tavoiteltu laatu.

Painuman hallinnan ja painumamitoituksen tavoite

Painuman hallinnan tavoite liittyy kokonaispainumaan tai epätasaiseen painumaan. Kokonaispainuman suhteen suunnittelun laatutavoitteena on se, että kokonaispainuma ei aiheuta haittaa tien liittymisestä muihin, eri tavalla painuviin rakennesiin. Painumaerot eivät aiheuta sallittua suurempaa pituussuuntaista epätasaisuutta ja poikkisuuntaista kaltevuuden muuttumista eivätkä myöskään päälystevaurioita ja rakenteen vaurioitumista. Painuman hallinta saavutetaan noudattamalla painumalle asetettuja mitoituskriteerejä ja raja-arvoja. Painuman kehittyminen ajan suhteen on ennalta arvioitu.

Routanousun hallinnan ja routamitoituksen tavoite

Routanousun hallinnan tavoite liittyy tienpinnan kausittaiseen routanousuun, joka saattaa aiheuttaa pituus- tai poikkisuuntaisen kaltevuudenmuutoksen. Ylisuuri taipuma ilmenee yleensä päälysteen pituus- tai vinohalkeiluna ja harvemmin poikkihalkeamina. Mitoituksella tierakenne suunnitellaan sellaiseksi, että pituussuuntainen, epätasainen routanousu ei aiheuta mitoituskriteerin ylittäviä routaheittoja tai kausittaista epätasaisuuden kasvua. Myöskään poikki- ja vinohalkeilu eivät aiheuta sallittua suurempaa pysyvää epätasaisuuden kasvua. Routan hallinta saavutetaan noudattamalla routanousulle asetettuja mitoituskriteerejä ja raja-arvoja sekä kuivattamalla kosteusoloiltaan poikkeavat tiekohdat ympäristöä vastaavaan tilaan. Routanousun vaihtelu eri vuosina johtuu pääasiassa talven ankaruudesta, joten mitoitusroutanousun toteutumiskasvu vastaa mitoitus- ja talven (pakkasmäärän) toistuvuutta. Kestokäytännöissä routanousuvaurioita käsitellään tämän vuoksi tien kestoiällä toteutuvana vauriokustannusriskinä.

Päälysrakenteen kuormituskestävyyden hallinnan ja kuormituskestävyysmitoituksen tavoite

Kuormituskestävyysmitoituksen tavoite on liikennekuormituksen aiheuttamien vaurioiden estäminen. Tien kantavuudelle ja kestoiälle haitallinen vaurioituminen hallitaan mitoittamalla päälysrakenne niin, että päälysteen muodonmuutokset eivät aiheuta päälysteeseen mitoituskriteereiksi asetettuja,

sallittuja venymiä suurempia venymiä. Rakennekerrokset mitoitetaan siten, että ne eivät saa sallittua suurempia pysyviä pystymuodonmuutoksia (taipumia) liikennekuormituksen alaisina. Rakennekerrokset kuivatetaan siten, etteivät ne pääse liiaksi kastumaan edes roudan ja lumen sulamisvaiheessa. Pohjamaan urautuminen aiheuttaa pinnan epätasaisuuden kasvua. Urautuminen syntyy pääasiassa sulamiskaudella. Se ei saa ylittää sallittuja arvoja kestoiän aikana. Tavoitteet saavutetaan noudattamalla suunnittelussa mitoituskriteereiksi asetettuja sallittuja päällysteen venymäarvoja ja pohjamaan muodonmuutosarvoja.

3.2 Mitoituksen pääperiaatteet

Tierakenne mitoitetaan ottaen huomioon

- 1) pohjamaan painuminen,
- 2) pohjamaan tai rakennekerrosten routiminen,
- 3) rakennekerrosten pysyvä deformatioituminen sekä
- 4) päällysrakenteen sidotun yläosan kuormituskestävyys (väsymismalli + kestoikämalli).

Mitoitusta ohjaavien TPPT-raja-arvojen ja kriteerien tarkoitusta ja luonnetta voidaan kuvata seuraavasti:

- raja-arvot määrittävät vähimmäistason mitoituksen laadulle ja kestoille (= mitoituskriteeri),
- raja-arvot ovat periaatteessa myös korjausten toimenpiderajoja,
- käytettävien raja-arvojen tulee olla ennakolta laskettavissa tai arvioitavissa olevia suureita,
- käytettävien raja-arvojen tulee olla yksikäsitteisesti mitattavissa olevia suureita ja
- raja-arvojen tulisi kuvata tien tasaisuutta, jonka hallinta on mitoituksen tavoite.

Tien painuman arviointia varten on TPPT:ssä luotu menettely, jonka avulla tienpinnan painunut muoto on laskettavissa esimerkiksi metrin välein halutuina ajankohtina (menetelmäkuvaus TPPT 19 "Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pixelimallilla"). Laskettuja profiileja käyttäen on ennustettavissa asetettujen painumakriteereiden ylittymisen paikka ja aika (luku 5).

Suunnittelujärjestelmässä esitetyllä menettelyllä on mahdollista ennustaa tien keskialueen routanousun suuruus erilaisille tierakenteille, kun tunnetaan pohjamaan routimiskerroin (SP) ja mitoituslavan pakkasmäärä (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus"). Routanousu on aina jonkin verran epätasaista. Toistaiseksi ei kuitenkaan ole mahdollista ennustaa kovin luotettavasti, kuinka epätasaista routanousu tulee olemaan ja kuinka pitkällä matkalla tien pituussuunnassa routaepätasaisuus tulee toteutumaan.

3.3 Määritelmiä

Sallitulla tienpinnan routanousulla tarkoitetaan tielle maksimiroudan aikaan sallittavaa suurinta routanousua. Jos tämä raja merkittävästi ylittyy, aiheutuu routanoususta tai routanousueroista liikennehaittaa tai tie alkaa vaurioitua (suunniteltua nopeammin).

Sallittu tienpinnan painuma tarkoittaa painumarajaa, jonka ylittymisen jälkeen painuma on korjattava joko liikennehaitan (epätasaisuus, sivukallistus, pintakuivatus) tai rakenteen vaurioitumisen takia. Vaurioituminen voi johtua dynaamisista rasituksista, puutteellisesta rakenteen kuivatuksesta tai/ja rakenteen löyhtymisestä.

Sallittu pohjamaanpinnan painuma tarkoittaa painumarajaa, jonka ylittymisen jälkeen tierakenteisiin arvioidaan syntyvän vaurioitumisen merkittävään nopeutumiseen johtavia muutoksia (esim. kuivatusjärjestelmän toiminta heikenee tai rakenne löyhtyy).

Tien pituusleikkaus(-kuvaaja) on vaaitsemalla tai muuten mittaamalla saatu tien pinnan todellista korkeutta kuvaava murtoviiva.

Tien pituusprofiili (tasaisuusprofiili) on tien pinnanmuotoja jäljittelevä laskennallinen kuvaaja, joka saadaan mittausajoneuvon rungon pystykiihtyvyydestä sekä rungon ja tienpinnan etäisyydestä. (Painumaprofiili on painumalaskennalla saatu pituusprofiili.)

Tien tasaisuutta kuvaava IRI -arvo on tietyn laskennallisen IRI-ajoneuvon rungon kumulatiivinen pystysiirtymä (mm/m) auton liikkua tasaisuusmitauksesta saatavaa laskennallista pituusprofiilia pitkin nopeudella 80 km/h. IRI-ajoneuvoa kuvaa tarkoin määritetyt massa-, jousitus-, vaimennus- ja rengasominaisuudet omaava neljännesautomalli. IRI-arvo lasketaan yleensä keskiarvona jokaiselle 100 m tieosuudelle ottaen huomioon 0,5 - 30 m aallonpituudet.

Epätasaisuuksien paikantamiseen käytettävä IRI5m-arvo (eli 5 metrin IRI) lasketaan keskiarvona jokaiselle 5 m pituiselle matkalle.

Päällystystyön laatua kuvaavaa IRI4 -arvoa (mm/m, keskiarvona 100 metrin matkalle) laskettaessa otetaan huomioon vain 0,5 - 4 m aallonpituudet eli alle 5,5 Hz taajuudet on ensin suodatettu pois IRI -ajoneuvon rungon liiketataa kuvaavasta signaalista.

Sallittu pystykiihtyvyys voidaan ilmoittaa joko suoraan tienpintaa liikkuvan pisteen pystykiihtyvyytenä tai esimerkiksi IRI -ajoneuvon rungon pystykihtyvyytenä.

Tasaisella nopeudella liikkuvaan ajoneuvoon (tai pisteeseen) vaikuttaa pystysuora kiihtyvyys, jos tien pituuskaltevuus muuttuu. Esimerkiksi tasaisesti viettävässä mäessä pystykihtyvyyttä ei esiinny. Jos tien pystygeometriaa kuvaa ympyränkaari, pystykihtyvyys saa kaarevuussäteestä riippuvan vakioarvon (vakionopeudella ajettaessa).

Tien pintaa pitkin liikkuvan pisteen pystykiehtyvyys voi olla suurempi tai pienempi kuin ajoneuvon rungon pystykiehtyvyys riippuen ajonopeudesta ja epätasaisuuden mittasuhteista.

3.4 Mitoituskriteereiden ja raja-arvojen määrittäminen

3.4.1 Mitoituskriteereiden ja raja-arvojen määrittäysperusteita

Painuma- ja routanousumuodonmuutosten (venymien) erityispiirteitä

Routanousulle ja painumalle asetettavat muodonmuutosraja-arvot voivat olla erisuuruisia mm. seuraavista syistä johtuen.

Bitumilla sidottujen materiaalien murtovenymä voi olla erisuuruinen painumassa kuin routanousussa. Hydraulisesti sidotuilla materiaaleilla em. ero ei ole merkittävä.

Routanousua tapahtuu vain talviaikaan. Routan sulaessa tienpinta palautuu yleensä entiselle tasolle. Joissakin tapauksissa tienpintaan voi jäädä pysyvää epätasaisuutta. Routanoususta aiheutuvien muodonmuutosten tapahtuessa päällyste on yleensä kylmä, jolloin bitumi on jäykkää ja päällysteen murtovenymä on pieni. Saman aikaisesti tapahtuu lämpötilan (nopeasta) alenemisesta johtuvaa päällysteen ja koko tierakenteen kutistumista. Asfaltti kutistuu enemmän kuin sitomattomat kerrokset sen suuremmasta lämpötilamuutoksesta ja lämpötilakertoimesta johtuen.

Kun routanousuerojen venyttämä rakenne pakkaskutistuu, muodostuu halkeama yleisimmin ylöspäin kuperaksi taipuneeseen tiekohtaan. Sulamisvaiheessa myös sitomattoman rakenteen yläosa löyhtyy, kun rakenne sulaa pääasiassa ylhäältä päin ja routanousu palautuu vasta aivan sulamisen lopulla. Rakenteen taipumisesta aiheutuva löyhtyminen voi olla merkittävää, jos routanousuero on jyrkkä. Löyhtymistä merkittävämpi tekijä on routahalkeamien jatkuva leveneminen toistuvista avautumisista ja sulkeutumisista sekä rakenteen varisemisesta johtuen (halkeama leviää ja sen reunat murtuvat/painuvat).

Painuma ja painumaerot kasvavat yleensä jatkuvasti samalla kuitenkin hidastuen. Talvella tierakenne jäykistyy routaantumisen johtuen. Tällöin pohjamaahan kohdistuvat kuormitukset keskittynevät tien reuna-alueelle. Painuminen jatkuu kuitenkin talvellakin. Jäätynneen ja jäykistyneen päällysrakenteen alla tapahtuvan routimisen (jännitysten keskittymisen) vaikutusta painumiseen ja sen nopeuteen ei tunneta.

Samanaikaisesti painuman kanssa tierakenne kutistuu ja laajenee vuosittaisesta ja vuorokausittaisesta lämpötilavaihtelusta johtuen. Kun painumaerojen venyttämä rakenne kutistuu talvella, muodostuu halkeama ilmeisesti yleisimmin ylöspäin kuperaksi taipuneeseen tiekohtaan. Kuperaksi taipuneessa tiekohdassa myös sitomattoman rakenteen yläosa löyhtyy. Alaspäin

koveraksi painuneessa tiekohdassa rakenteen alaosa löyhtyy. Rakenteen taipumisesta aiheutuva löyhtyminen ei kuitenkaan ole merkittävää taipuman suuresta kaarevuussäteestä johtuen.

Painumassa tierakenteen muodonmuutokset ovat hyvin hitaita. Lisäksi lämpötila vaihtelee vuosittain laajalla alueella, jolloin bitumilla sidottujen materiaalien jännitykset osittain relaxoituvat. Relaxoitumisesta ja moduulien lämpötilariippuvuudesta johtuen on järkevämpää asettaa raja-arvoja venymälle kuin vetojännitykselle.

Liikennekuormitusperäisten painuma- ja routanousukriteerien perustelut

Kuljettajan tunteman, routanousuerojen aiheuttaman pystykiihtyvyyden on pysyttävä tietyn raja-arvon alapuolella. Pystykiihtyvyydellä tarkoitetaan IRI-ajoneuvon rungon pystykihtyvyyttä. Lisäksi tien pinnan tasaisuuden (IRI-arvo) tulee pysyä hyväksyttävissä rajoissa.

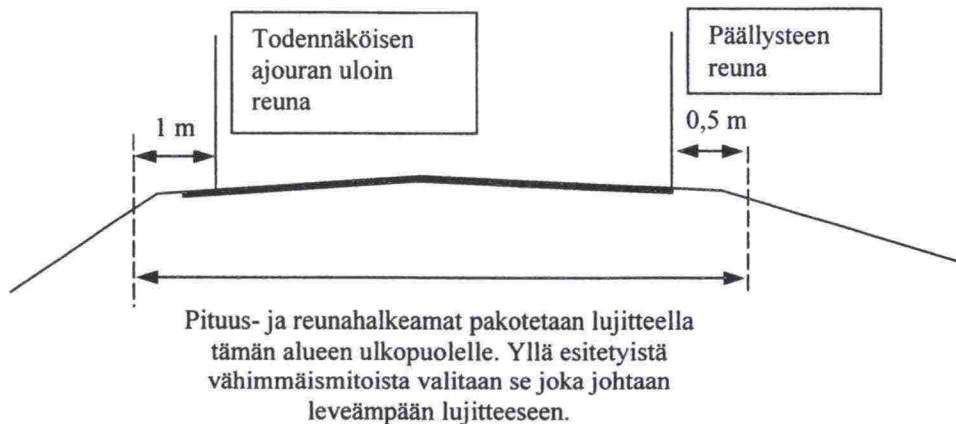
Tienpinnan poikkisuuntainen kaltevuus ei saa muuttua niin, että pintakuiva-tus ja sivuttaiskitka muuttuvat liiaksi. Molemmissa tapauksissa tulee ottaa huomioon myös talviolosuhteiden vaikutus (alentunut sivukitka, lumi- ja jääpaanteet tien reunoilla)

Rakenteellisten painuma- ja routanousukriteerien perustelut

TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaisen mitoitusmenettelyn tavoitteena on tuottaa tierakenne, jonka pinta pysyy ehjänä. Yksittäinen halkeama ei sellaisenaan ole haitallinen. Haitalliseksi se muodostuu, jos halkeama pyrkii laajentumaan tai jos sen reunat alkavat painua, nousta tai murentua. Periaatteessa vähäinen halkeilu voitaisiin sallia, mutta TPPT-suunnittelujärjestelmässä on mitoituksen tavoitteeksi otettu halkeilematon rakenne. Vertailuihin voidaan haluttaessa ottaa mukaan myös tapaukset, joissa tarkoituksellisesti sallitaan tien toistuva vaurioituminen ja korjaaminen (painumat, halkeilu, verkkohalkeilu, urautuminen).

Päällyste ja muut bitumilla sidotut kerrokset eivät saa haljeta painumista ja/tai routanousueroista eikä pakkaskutistumasta johtuen.

Tien pientareilla ei sallita pituushalkeamia poikkisuuntaisista routanousueroista johtuen (vrt. kuva 10). Pientareiden taivutusvenymäkin rajataan sellaiselle tasolle, että päällysteen reunan sivutuki pysyy riittävänä koko mitoituskauden ajan.



Kuva 10. Lujitteilla halkeamat ohjataan niin etäälle, ettei päällysteen reuna menetä kantavuuttaan ja sivutukeaan vuosittain toistuvasta routanoususta johtuen (reunahalkeaman avautuminen, sulkeutuminen, variseminen, liettyminen yms.)

Hydraulisesti sidotut rakennekerrokset joko saavat haljeta tai eivät saa haljeta (haluttua laattakokoa pienemmäksi) mitoitusperusteista riippuen. Täysin halkeilemattomiin, hydraulisesti sidottuihin rakenteisiin ei liene tarkoituksenmukaista pyrkiäkään Suomen ilmasto-oloissa. Hydraulisesti sidottujen kerrosten mitoitus ei kuulu TPPT-suunnittelujärjestelmään, mutta yhdenmukaisuuden vuoksi niidenkin mitoituskriteereitä on käsitelty tässä yhteydessä.

Tierakenteen hallitusta (sallittavasta) taipumisesta (painuma ja routanousu) aiheutuva sitomattomien kerrosten löyhtyminen otetaan huomioon parametrien mitoitusarvoja määritettäessä. Painuma ja routanousu rajoittuvat jo muiden kriteerien perusteella sellaiselle tasolle, ettei löyhtyminen heikennä merkittävästi rakennetta.

Pohjamaan pysyvien deformaatioiden kriteerin perustelut

Liikennekuormitus aiheuttaa sulavaan (routineeseen) pohjamaahan pysyviä muodonmuutoksia, urautumista. TPPT-suunnittelujärjestelmään kuuluu myös pohjamaan urautumisen arviointi. Mitoituksessa pohjamaan urautuminen rajataan sellaiselle tasolle, joka kokemusperäisesti arvioituna voidaan tierakenteelle sallia. Urautumisen arviointia on käsitelty loppuraportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkaantavuusvaiheessa".

3.4.2 Rakenteelliseen kestävyysperustuva poikkisuuntainen tarkastelu

Koeteiltä ja routahavaintoteiltä TPPT-ohjelmassa ja ns. KRP-ohjelmassa [38/ [Saarelainen S. Katujen ja pihojen routasuojausohjeet. Suomen Kuntaliitto ja VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka. 2001] tehtyjen havaintojen mukaan tien päällysteen arvioidaan alkavan vaurioitua, kun tien poikkisuuntainen routanousuero ylittää 50 mm. Havaintojen perusteella muodostettua kriteeriä on tässä laajennettu koskemaan eri levyisiä teitä otaksumalla, että routanousun aiheuttama tienpinnan poikkisuuntainen suhteellinen venymä ei saa

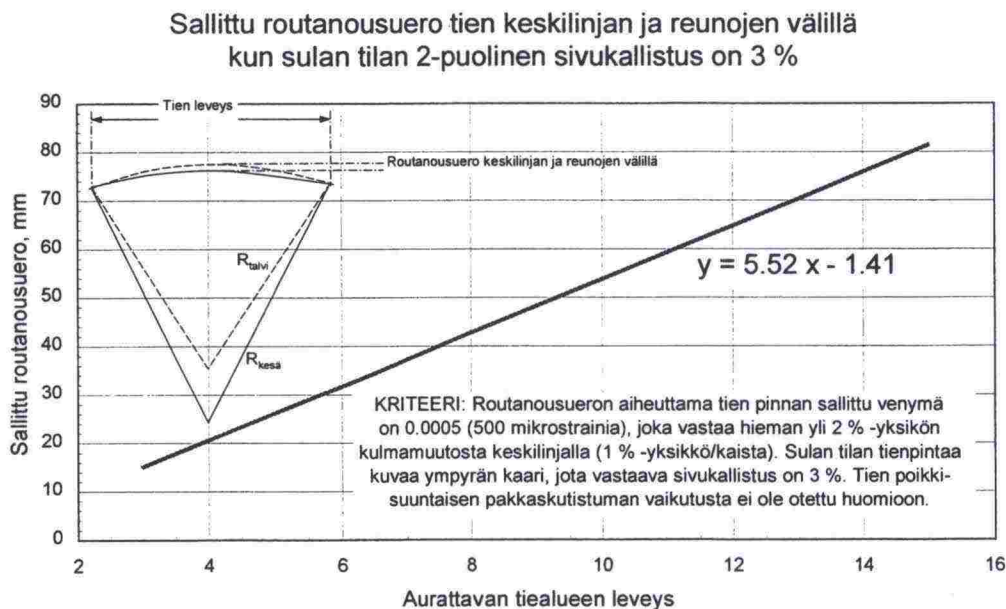
ylittää arvoa 0.0005 eli 500 microstrainia. Kysymykseen tulevilla routanousuerolla tämä vastaa likimäärin 2 %-yksikön kaltevuudenmuutosta keskilinjalla (1 %-yksikön kaltevuuden lisäys kummallakin kaistalla), kun alkutilanteeksi otaksutaan 3 % kaksipuolinen sivukallistus. Valittu venymäraja-arvo on likimääräinen, sillä sallitun venymän arvo riippuu mm. päällysteen ominaisuuksista ja lämpötilasta sekä routanousun (venymän) nopeudesta.

Myös poikkisuuntainen pakkaskutistuma aiheuttaa päällysteeseen vetorasi-tuksia. Tässä yhteydessä pakkaskutistuman vaikutus otaksutaan merkityksettömäksi verrattuna routanousueron aiheuttamaan rasitukseen eli tienpin-nan otaksutaan pääsevän kutistumaan vapaasti tien poikkisuunnassa.

Kaksipuolinen sivukallistus vaikuttaa sallitun routanousun suuruuteen siten, että pienillä sivukaltevuuden arvoilla sallitaan suurempi routanousuo. *Ku-va 11* voidaan soveltaa, kun sulassa tiessä on kaksipuolinen 3 %:n sivukal-listus. *Kuvaa 12* sovelletaan tilanteessa, jossa tienpinta on kesätilanteessa suora (yksipuolinen sivukallistus tai ei lainkaan sivukallistusta).

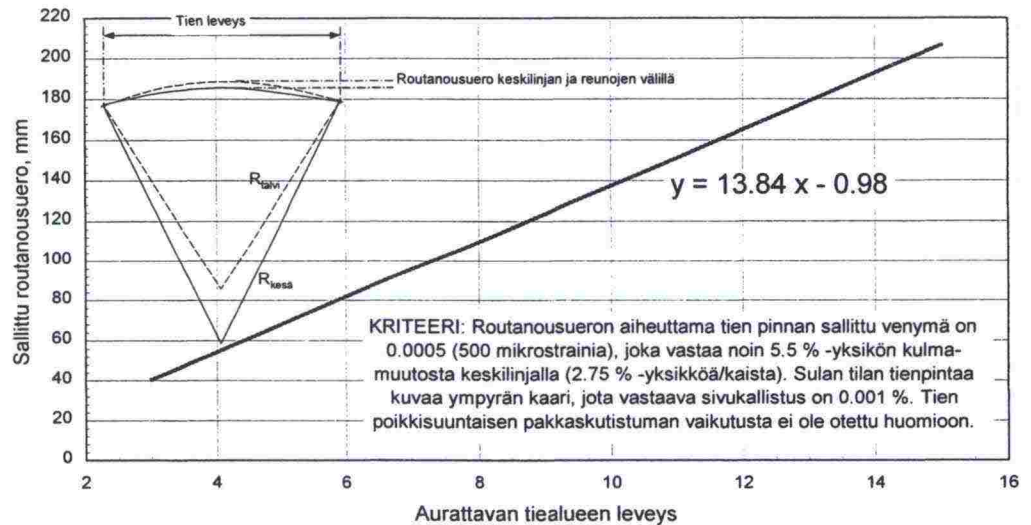
Sallittu routanousuo keskilinjalla ja reunan välillä voidaan määrittää *kuvasta 13*. Tien keskilinjalla sallittu routanousu saadaan *kuvasta 14*, kun otaksutaan, että reuna routanousu on 30 % keskilinjalla routanoususta. Routanousueroa tien keskilinjalla ja reunan välillä voidaan arvioida myös *kuvan 15* mukaisesti.

Poikkisuuntainen painumaero taivuttaa rakennetta toisin päin kuin routanou-suo. Painumaero ei aiheuta päällysteeseen poikkisuuntaista vetoa eikä se yleensä riko päällystettä, mutta alimmat rakennekerrokset saattavat löyhtyä vähäisessä määrin. Laskennallisesti arvioituna 200 mm painumaero pie-mentää rakenteen alaosan tiiviysastetta yleensä alle 0,5 prosenttiyksiköllä.



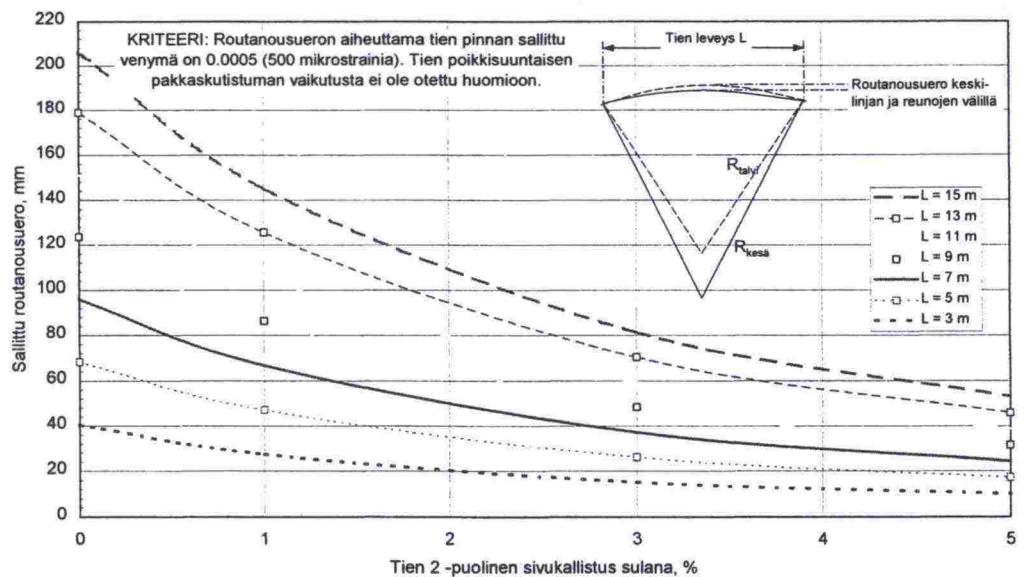
Kuva 11. Tien rakenteellisen kestävyys perusteella määräytyvä suurin sal-littu routanousuo tien keskilinjalla ja aurattavan tiealueen reunan vä-lillä, kun sulan tilan kaksipuoleinen sivukaltevuus on 3 %.

Sallittu routanousuero tien keskilinjän ja reunojen välillä
kun sulan tilan 2-puolinen sivukallistus on 0.001 %

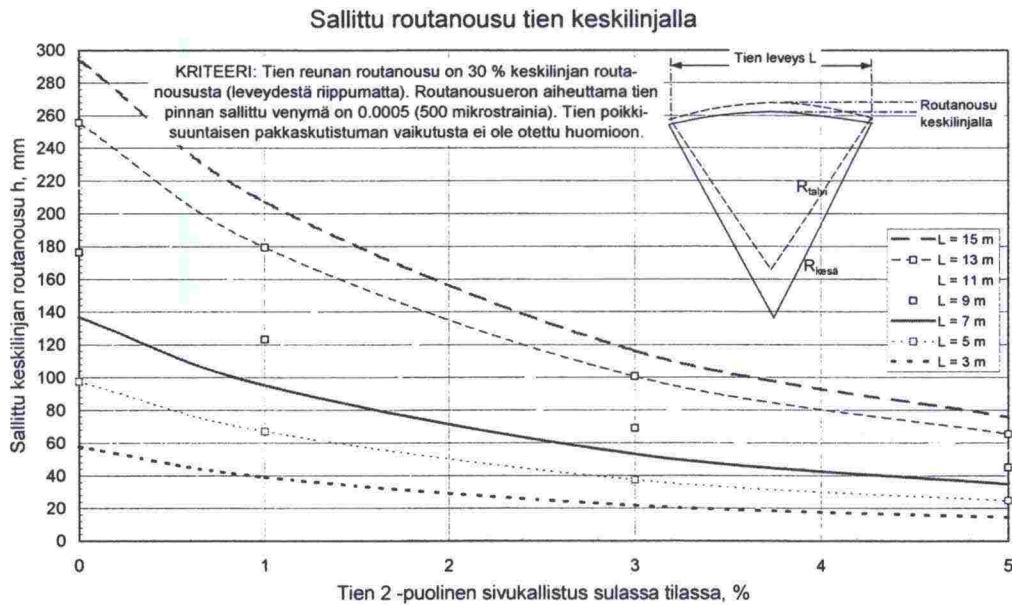


Kuva 12. Tien rakenteellisen kestävyys perusteella määräytyvä suurin sallittu routanousuero tien keskilinjän ja aurattavan tiealueen reunan välillä, kun sulan tilan sivukaltevuus on 0 % tai molemmilla kaistoilla on sama sivukallistus.

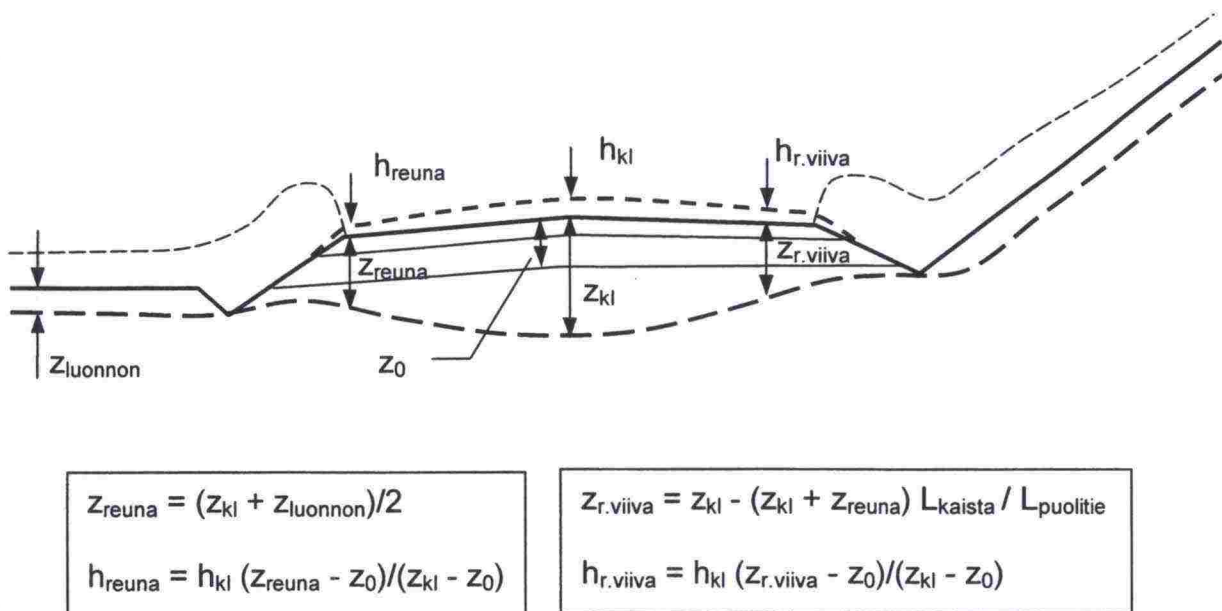
Sallittu routanousuero tien keskilinjän ja reunojen välillä



Kuva 13. Alkuvivukaltevuuden vaikutus rakenteellisen kestävyys perusteella määräytyvään suurimpaan sallittuun routanousueroon tien keskilinjän ja aurattavan tiealueen reunan välillä. Aurattavan tiealueen leveys on L.



Kuva 14. Alkusivukaltevuuden vaikutus rakenteellisen kestävyysperusteella määräytyvään suurimpaan sallittuun routanousuun tien keskiliinjalla, kun aurattavan tiealueen leveys on L.



Kuva 15. Roudan syvyyden ja routanousun arviointi tien reunassa ja tien reu-naviivan kohdalla.

3.4.3 Liikenteen ja pintakuivatuksen mukaiset rajoitukset: poikkisuuntainen tarkastelu

Myös liikenneturvallisuus asettaa vaatimuksia tien poikkisuuntaiselle painuma- tai routanousuerolle. Suorilla tieosuuksilla kaksipuolinen sivukallistus ei saa kasvaa tiettyjä raja-arvoja (tien luokasta riippuen 5 - 7 %) suuremmaksi. Valta-, kanta-, seutu- ja yhdysteillä sivukaltevuuden enimmäisarvo on 6 %, jolloin 8 - 10 m leveällä tiellä (sulana kaksipuoleinen 3 % sivukallistus) voidaan sallia 120 - 150 mm painuma- tai routanousuero tien keskilinjan ja reunojen välillä. Tierakenteen kestävyys perusteella määräytyvä, kuvan 13 mukainen routanousu kriteeri on tätä tiukempi.

Kaarteissa on yleensä yksipuolinen sivukallistus (3 - 7 %), jonka suuruus riippuu tien mitoitusnopeudesta ja kaarresäteestä. Jos routanousu tien keskilinjalla on reunoja suurempi, pienenee sivukaltevuus ulkokaarten puoleisella ajokaistalla. Sivukallistuksen vähimmäisarvo voi tässä yhteydessä olla 3 %. Kaarten sivukallistus ei missään tapauksessa saa muuttua ulkokaarteeseen päin viettäväksi. Tavanomaisella 4 - 5 % kaarrekallistuksella routanousuero keskilinjan ja reunan välillä ei siis saa pienentää sivukaltevuutta enempää kuin 1 - 2 %-yksiköllä.

Poikkisuuntainen painumaero

TPPT:ssä tehtyjen suppeahkojen selvitysten mukaan tien reunan painuma on yleensä noin 75 - 90 % keskilinjan painumasta, jolloin painumaero vahvistamattoman tien keskilinjan ja reunan välillä on 10 - 25 % keskilinjan painumasta mm. tien leveydestä, luiskakaltevuudesta ja kokoonpuristuvan kerroksen paksuudesta riippuen. Taulukkoon 1 on laskettu tätä vastaavia painumaeroja tien keskilinjan painuman arvoille. Taulukkoa ei voida soveltaa lujitettujen rakenteiden (lujite rakenteen alaosassa) eikä osittaisen massanvaihdon tai syvästabiloinnin painumien tarkasteluun.

Taulukko 1. Likimääräinen painumaero tien reunan ja keskilinjan välillä, kun tierakennetta tai pohjamaata ei ole jäykistetty. Reunan painuma on 75 - 90 % keskilinjan painumasta.

Kl:n painuma mm	Reunan painuma mm	Painumaero kl - reuna mm	Painumaeroa vastaava sivukaltevuuden muutos %	
			L/2 = 3 m	L/2 = 5 m
100	75 - 90	10 - 25	0,3 - 0,8	0,2 - 0,5
200	150 - 180	20 - 50	0,7 - 1,7	0,4 - 1,0
300	225 - 270	30 - 75	1,0 - 2,5	0,6 - 1,5
400	300 - 360	40 - 100	1,3 - 3,3	0,8 - 2,0
500	375 - 450	50 - 125	1,7 - 4,2	1,0 - 2,5
600	450 - 540	60 - 150	2,0 - 5,0	1,2 - 3,0
700	525 - 450	70 - 175	2,3 - 5,8	1,4 - 3,5

3.4.4 Rakenteelliseen kestävyyyteen perustuva pituussuuntainen tarkastelu

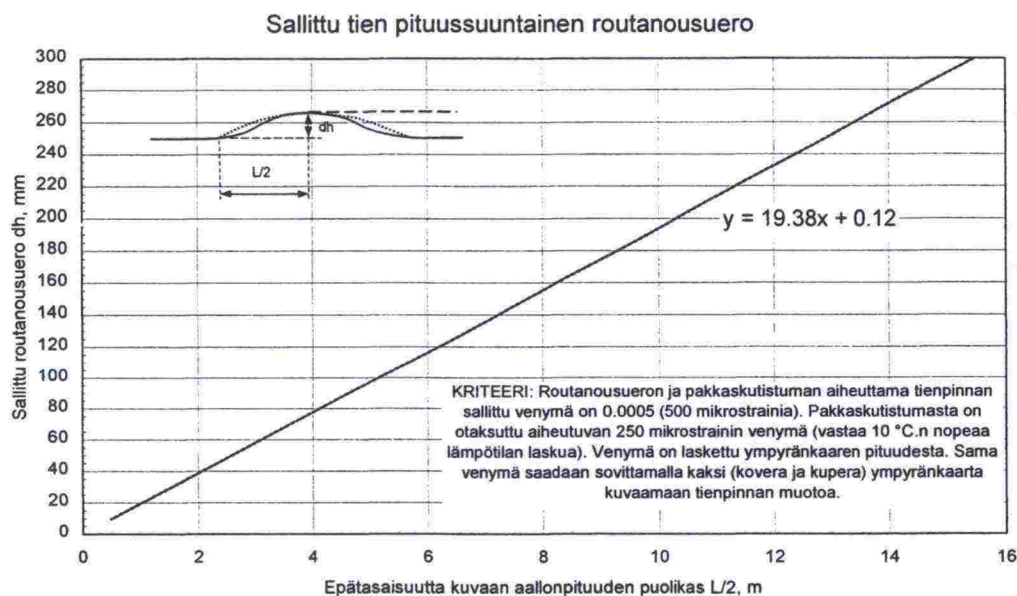
Routanousuerosta ja pakkaskutistumista aiheutuvat rasitukset eivät kehity samanaikaisesti. Routanousuerot kehittyvät hitaasti talven kuluessa. Suurimmillaan routanousu ja routanousuerot ovat kevättalvella maksimiroudansyvyyden aikaan. Osa routanousun aiheuttamista vetojännityksestä relaxoituu pitkästä kuormitusajasta johtuen, vaikka päällyste onkin kylmä.

Pakkaskutistuminen muodostuu kriittiseksi, kun lämpötila laskee nopeasti, jolloin asfalttiin syntyvä jännitystilä ei ehdi relaxoitua kutistumista vastaan. Jännitysten relaxoituminen riippuu mm. asfaltin sideaineen ominaisuuksista ja asfaltin iästä. Suurimmat ja nopeimmat päällysteen lämpötilavaihtelut tapahtuvat yleensä kevättalvella, kun aurinko päivisin lämmittää päällystettä ja öisin lämpötila laskee lähelle koko talven alimpia arvoja. Nopeimmillaan ilman lämpötila voi Suomessa alentua likimäärin 3 - 5 °C/h.

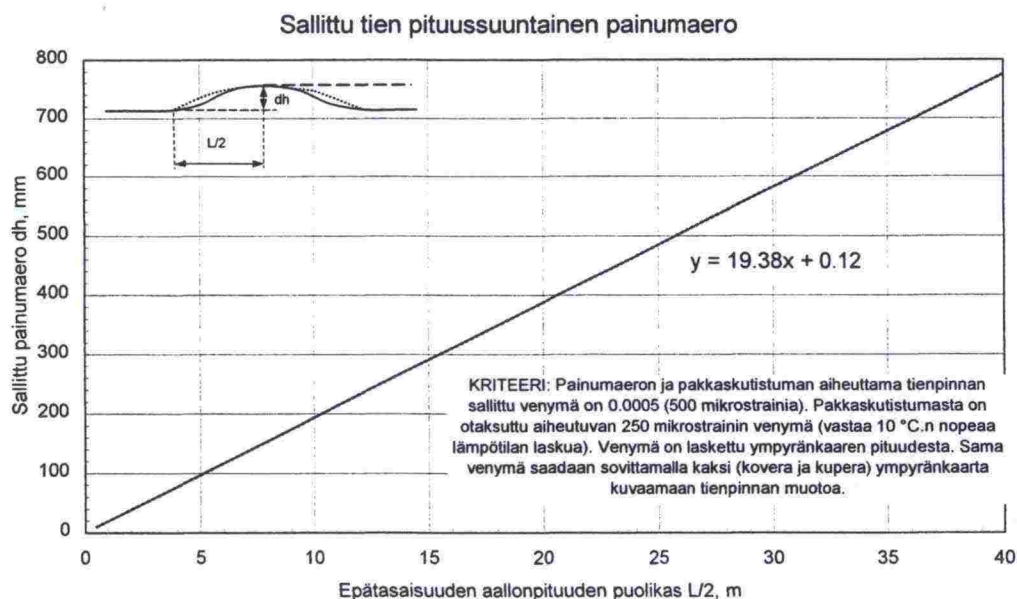
Kuten edellisestä käy ilmi, tien pituussuuntaisen routanousueron raja-arvot riippuvat myös päällysteen pakkaskutistumista. Rakenteellisen kestävyysvenymäkritereitä voidaan asettaa myös tien pituussuuntaisille routanousuerueille. Tien pituussuuntaista venymää aiheutuu siis myös pakkaskutistumisesta. Asfalttipäällysteen pituuden lämpötilakerroin on noin $25...33 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$. Sitomattomien kerrosten lämpötilakerroin on $8.2...12.8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/}^\circ\text{C}$. Pelkästään 10 °C:n lämpötilan aleneminen aiheuttaa siis asfalttiin 250 - 330 mikrostrainin venymää vastaavan pakkaskutistuman. Jos pituussuuntaisen kokonaisvenymän sallittuna arvona käytetään samaa arvoa kuin poikkisuunnassa (500 mikrostrain), saa routaepätasaisuudesta aiheutuva venymälisä olla enintään $500 - 250 = 250$ mikrostrainia. Tämä vastaa 10 matkalla noin 20 - 25 mm routanousu- tai painumaeroa.

Sallittu pituussuuntainen routanousuero määräytyy samalla periaatteella kuin poikkisuuntainen routanousuero (kuva 16). Sulan tilan tienpinta otaksutaan suoraksi ja routanousun aiheuttama epätasaisuus ympyränkaarenmuotoiseksi (suhteellinen venymä on noin 8 % suurempi kuin sinikäyrää soveltaen laskettu venymä). Routanoususta aiheutuvaksi suhteelliseksi venymäksi sallitaan 250 mikrostrainia, koska tien pituussuunnassa pakkaskutistumakin venyttää päällystettä (10 °C lämpötilan aleneminen kutistaa päällystettä myös noin 250 mikrostrainia vastaavasti).

Rakenteelliseen kestävyyyteen perustuva pituussuuntainen painumaero saadaan vastaavasti kuvasta 17.



Kuva 16. Tien rakenteellisen kestävyyyden perusteella määräytyvä suurin sallittu routanousuero tien pituussuunnassa. Kriteeri vastaa tien poikkisuunnan kriteeriä paitsi, että routanoususta sallitaan vain 250 mikrostrainin suhteellinen venymä pakkaskutistumasta johtuen.



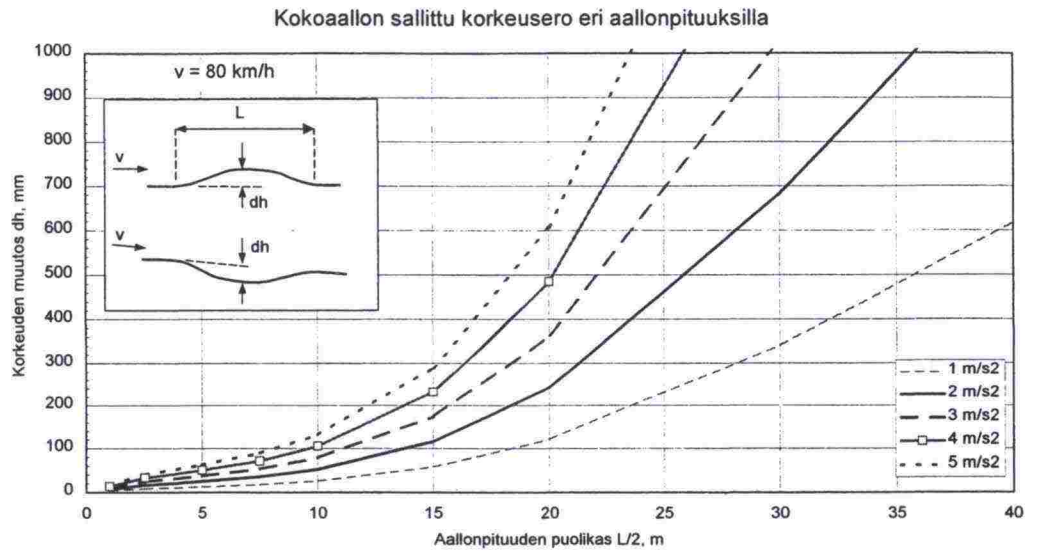
Kuva 17. Tien rakenteellisen kestävyyyden perusteella määräytyvä suurin sallittu painumaero tien pituussuunnassa. Painumaerosta sallitaan vain 250 mikrostrainin suhteellinen venymä pakkaskutistumasta johtuen.

3.4.5 Liikenteen asettamat rajoitukset: pituussuuntainen tarkastelu

Seuraavassa esitettävät tarkastelut ja raja-arvot perustuvat ns. IRI - ajoneuvon rungon pystykiihtyvyyteen, joka kuvaa ajomukavuutta eli kuljettajan tuntemaa kiihtyvyyttä ja myös ajoneuvon kyydissä olevaan kuormaan kohdistuvaa kiihtyvyyttä. *Kuvissa 18 ja 19* on esitetty pystykiihtyvyyden riippuvuus tien pinnan sinimuotoisen aallon pituuden puolikkaasta ($L/2$) ja aallon korkeudesta (dh), kun epätasaisuus on joko koko siniaallon pituinen tai puolikkaan siniaallon pituinen. Molemmissa tapauksissa korkeuden muutos (dh) tapahtuu matkalla $L/2$. Ajoneuvon nopeus on molemmissa kuvissa 80 km/h.

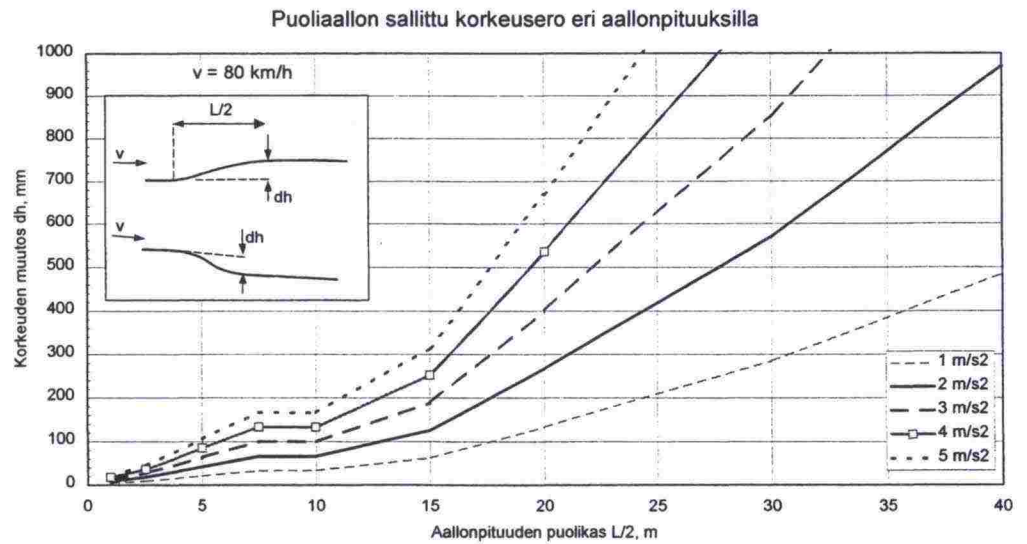
Kuvista 18 ja 19 nähdään, että kun aallonpituuden puolikas ylittää tietyn ajonopeudesta riippuvan arvon, alkaa sallittu korkeuden muutos kasvaa voimakkaammin. Kun aallonpituuden puolikas $L/2$ on yli 25 - 40 m, ei pystykiihtyvyys enää rajoita painumaeroa. Pitkillä aallonpituuksilla on kuvista saatava sallittu korkeuden muutos jo niin suuri, että sallittava kokonaispainuman arvo riippuu muista tekijöistä, kuten tien esteettisestä ulkonäöstä ja/tai tierakenteen kuivatuksen toimivuudesta (kohta: 3.5.2 Sallittava kokonaispainuma). Sama asia on nähtävissä myös *kuvasta 22*, jossa esitetään vastaavat käyrät ajonopeuksille 60 km/h ja 120 km/h pystykiihtyvyydelle 2 m/s^2 .

Kuvien 18 ja 19 mukainen tarkastelu on tehty muillakin ajonopeuden arvoilla (50 - 120 km/h). Jos sallittu korkeuden muutos halutaan esittää yhtenä pituuskaltevuuden muutoksen arvona, voidaan kuviin piirtää esimerkiksi kiihtyvyyssäyrää 2 m/s^2 sivuava suora, joka kulkee origon kautta. Sivuamispistettä määrää kriittisen aallonpituuden ja sitä vastaavan sallitun korkeuden muutoksen, jotka on esitetty *kuvissa 20 ja 21*. Kuvissa on myös kriittisen aallonpituuden ja korkeuden muutoksen avulla lasketut sallitut pituuskaltevuuden muutokset. Näistä on laadittu *taulukko 2*, joka on esitetty jäljempänä kohdassa 3.5.2 Sallittava kokonaispainuma. Tielaitoksen nykyiset ohjearvot esitetään *taulukossa 3*.



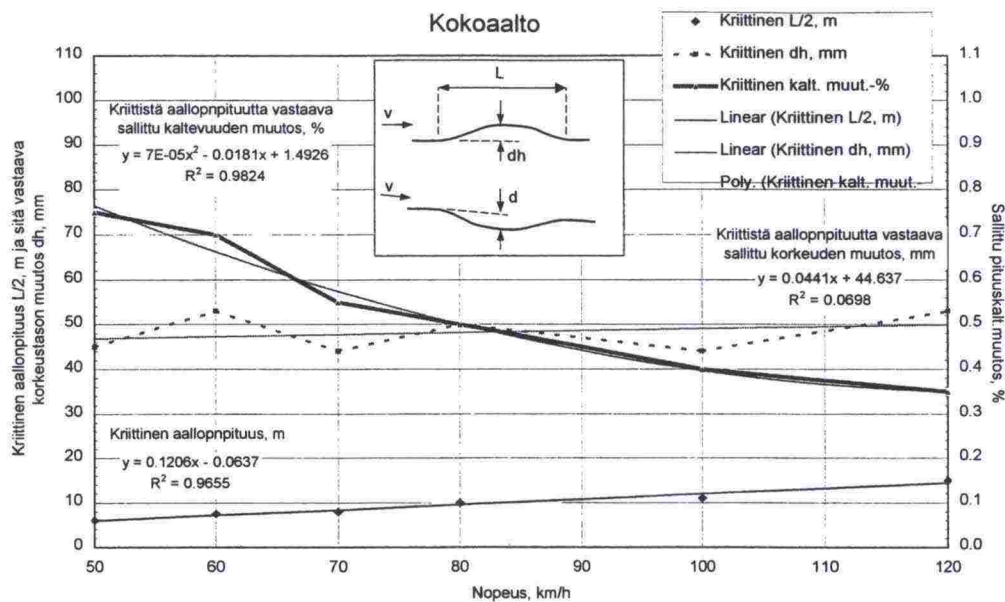
Kuva 18

Tienpinnan sallittu korkeudenmuutos matkalla $L/2$ eri aallonpituuksilla ja IRI-ajoneuvon rungon pystykiihtyvyyden arvoilla. Epätasaisuutta kuvataan kokonaisella siniaallolla, jonka pituus on L . Ajonopeus on 80 km/h.

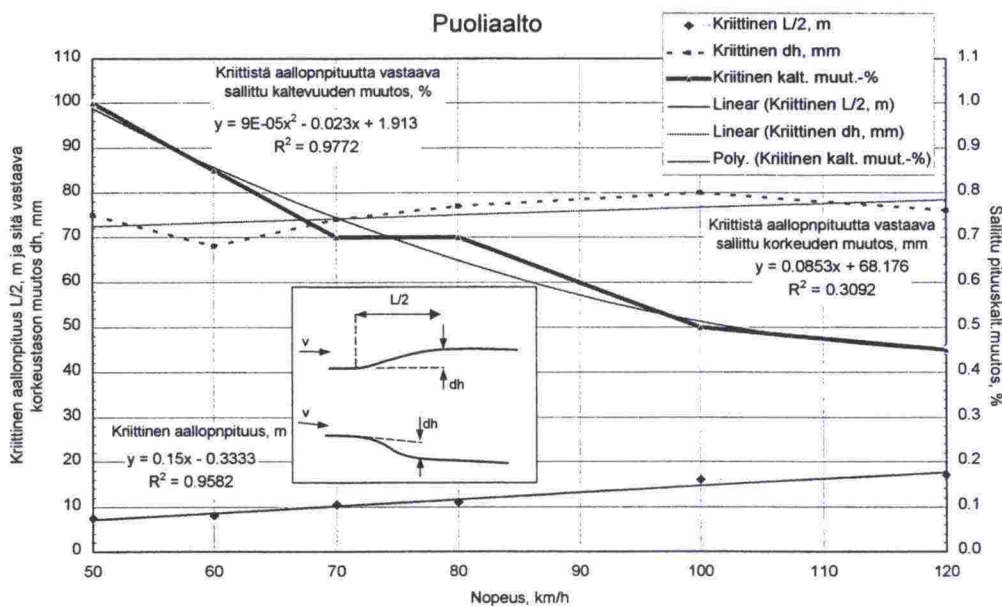


Kuva 19.

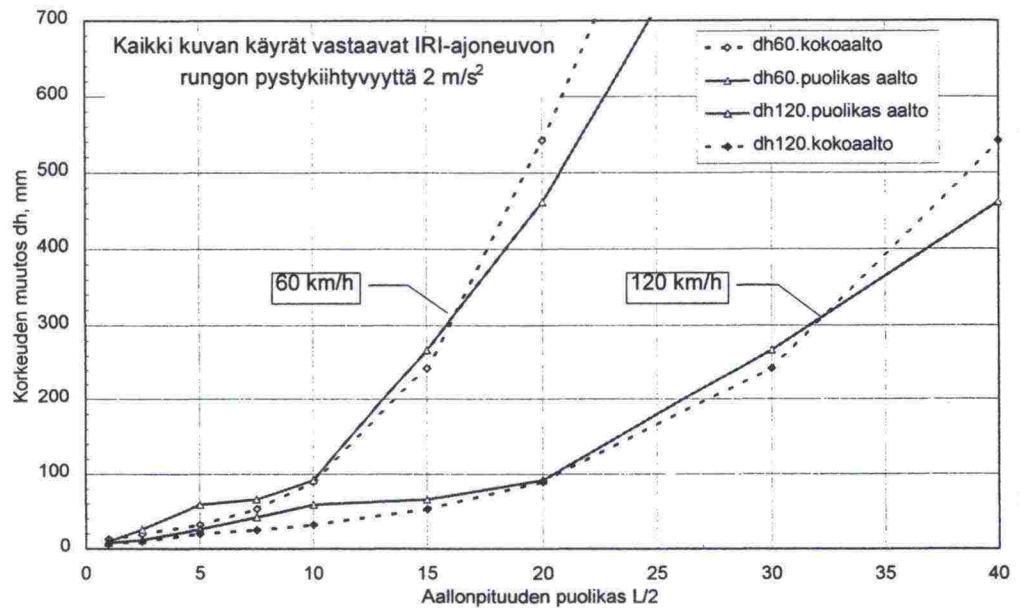
Tienpinnan sallittu korkeudenmuutos matkalla $L/2$ eri aallonpituuksilla ja IRI-ajoneuvon rungon pystykiihtyvyyden arvoilla. Epätasaisuutta kuvataan siniaallon puolikkaalla, jonka pituus on $L/2$. Ajonopeus on 80 km/h.



Kuva 20. Kriittisen aallonpituuden puolikas sekä sitä vastaava tien pinnan sallittu korkeudenmuutos ja pituuskaltevuuden muutos matkalla $L/2$, kun IRI-ajoneuvon rungon pystyikihtyvyydeksi sallitaan 2 m/s^2 . Epätasaisuutta kuvataan kokonaisella siniaallolla, jonka pituus on L .



Kuva 21. Kriittisen aallonpituuden puolikas sekä sitä vastaava tien pinnan sallittu korkeudenmuutos ja pituuskaltevuuden muutos matkalla $L/2$, kun IRI-ajoneuvon rungon pystyikihtyvyydeksi sallitaan 2 m/s^2 . Epätasaisuutta kuvataan siniaallon puolikkaalla, jonka pituus on $L/2$.



Kuva 22. Sallittu korkeuden muutos (routanousu tai painuma) epätasaisuuden aallonpituudesta riippuen..

3.5 Routanousun ja painuman raja-arvot

3.5.1 Sallittava kokonaisroutanousu

Routanousun suuruus tielinjalla vaihtelee mm. tierakenteen paksuudesta ja pohjamaan ominaisuuksista riippuen. Poikkisuunnassa routanousu on suurimmillaan tien keskialueella.

Jos tienpinnan routanousu on tasaista, voi routanousutaso ilman vauriotu-
misriskiä olla melko suurikin. Kuitenkin myös tasainen routanousu on rajoitettava kohtuulliseksi. Rajoittavia tekijöitä ovat mm. tien reunahalkeilu, pohjamaan ja tierakenteen sulamispehmeneminen routan sulamisvaiheessa sekä se, että myös routaepätasaisuudet lisääntyvät kokonaisroutanousun kasvaessa.

Reunahalkeilun rajoittaminen tulee määrääväksi etenkin lujitettujen, veto-
akestävien päällysrakenteiden yhteydessä. Reunahalkeiluun tai sulamispehmenemiseen liittyviä routanousurajoituksia ei tässä yhteydessä esitetä.

Tierakenteet on aina mitoitettava siten, ettei routanousu mitoitustalvena ylitä missään tiekohdassa arvoa 200 mm. Tällöin routanousun ja sulamispehmenemisen voidaan otaksua tapahtuvan hallitusti. Yleensä routanousu on rajoitettava tätä huomattavasti pienemmäksi mm. routanousueroista ja rakenteen lujuudesta riippuen.

Esimerkki:

Tien leveys on 7 m tai 13 m ja tienopeus 60 km/h tai 120 km/h.

Rakenteellisen kestävyys poikkisuuntainen tarkastelu johtaa *kuvan 14* mukaiseen sallittuun routanousuun tien keskilinjalla. Esimerkiksi 7 m leveällä tiellä, jonka kaksipuolinen sivukallistus on 3 %, voidaan sallia noin 50 mm routanousu tien keskilinjalla. Vastaavasti, jos tien leveys on 13 m, sallittu routanousu on 100 mm. Yksipuolisesti kallistetulla tiellä sallitaan 135 mm (leveys 7 m) tai 255 mm (leveys 13 m) routanousu, ellei sivukallistus muutu liiaksi (yli 1 - 2 %-yksikköä).

Kuvassa 22 on esitetty ajomukavuuteen perustuvat (pystykiihtyvyys 2 m/s^2) raja-arvokäyrät tien pinnan sallitulle korkeuden muutokselle (routanousulle), kun ajonopeus on 60 km/h tai 120 km/h. Sallittava kokonaisroutanousu määräytyy sen mukaan, kuinka pitkällä matkalla routanousuero suunnitellaan tasoitettavaksi tai otaksutaan tapahtuvaksi. Jos siirtymäjakson pituus on yli 13 m, ei pystykiihtyvyydelle sallittu arvo 2 m/s^2 enää rajoita kokonaisroutanousua ($> 200 \text{ mm}$) ajettaessa nopeudella 60 km/h. Nopeudella 120 km/h ajettaessa vastaava siirtymäjakson pituus on kaksinkertainen eli noin 26 m. Tyypillisen siirtymäkiilan matkalla (20 m) voidaan sallia enintään noin 90 mm routanousu (ero), kun ajonopeus on 120 km/h.

Rakenteellisen kestävyys pituussuuntainen tarkastelu johtaa *kuvan 16* mukaiseen sallittuun routanousueroon. *Kuvan 16* arvot ovat lyhyillä aallonpituuksilla suurempia kuin *kuvan 22* ajomukavuuteen perustuvat arvot.

Lujittamattoman tierakenteen sallittu routanousu määräytyy kapeilla teillä pääsääntöisesti tien poikkisuuntaisen rakenteellisen kestävyys kriteerien perusteella (*kuva 14*). Lujitetun rakenteen sallittu routanousu määräytyy *kuvan 22* mukaan (lyhyillä aallonpituuksilla) tai *kuvan 16* mukaan (pitkillä aallonpituuksilla) tai tien reunaan sallittavan halkeamakoon perusteella (raja-arvoja ei ole määritelty).

Taulukossa 2 on esitetty TPPT-suunnittelujärjestelmän mukainen mitoittava routanousu.

Taulukko 2. Mitoittava routanousu erilaisilla teillä ja rakenteilla (mitoituspakkasmäärä $F(10)$). TPPT-suunnittelujärjestelmän raja-arvot

Rakenne / päällyste	Suurin routanousu mm	Suurin routanousun kulmanmuutos o/oo
Tie		
Moottoritie	30	5
Päätie	50	7
Paikallistie	100	10
Muu liikennealue		
Kivipäällyste	50	6
Asfaltti	100	10
Sora	150	15-20

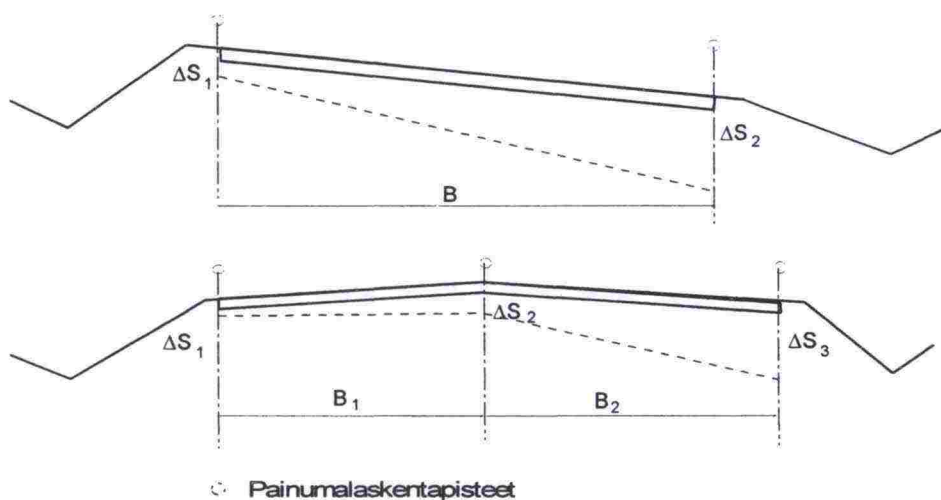
3.5.2 Sallittava kokonaispainuma

Tien pinnan kokonaispainumaa rajoittaa edellä kuvatut sivukaltevuuden muutokselle asetetut vaatimukset (taulukko 1) ja toisaalta tierakenteen kuivatusjärjestelmän toimivuuden asettamat rajoitukset. Kuormituskestävyysmitoituksessa otaksutaan rakenteen olevan kuivatettu aina vähintään tasolle tvs -0,8 m.

Tienpinnan epätasaisuuden kriteerit on käsitelty ja esitetty peruseriaatteiltaan TPPT- raportissa /25/ [Ulkolaiset painumien raja-arvot. Manelius, M. TPPT Väli­raportti E7. 1995] ja julkaisussa /54/ [Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä, TIEL 39/1994]. Taulukossa 3 on esitetty TPPT-suunnittelujärjestelmän raja-arvot. Kulmanmuutoksen laskenta painumahavainnoista kahden ja kolmen pisteen kautta on esitetty kuvassa 23.

Taulukko 3. Tienpinnan suositeltavat enimmäispainumat ja sallitut kaltevuuden muutokset 30 vuoden aikana. TPPT-suunnittelujärjestelmän raja-arvot.

Tien toiminnallinen luokka ja ajonopeus	Suosittel­tava enimmäispainuma	Sallittu kaltevuuden muutos %	
	mm	Pituussuunta	Poikkisuunta
Moottoriväylät (120 km/h)	400	0,4	1.0
Valta- ja kantatiet (100 km/h)	500	0,5	1.5
Seudulliset tiet (80 km/h)	600	0,7	2.0
Kokoojatiet (60 km/h)	700	0,9	-
Yhdystiet (60 km/h)	800	0,9	-



$$\Delta\gamma = \frac{\Delta S_2 - \Delta S_1}{B}$$

$$\theta_B = \frac{\Delta S_1 - \Delta S_2}{B_1} - \frac{\Delta S_2 - \Delta S_3}{B_2}$$

Kuva 23. Sivukaltevuuden muutoksen laskenta painumahavainnoista kahden ($\Delta\gamma$) ja kolmen pisteen (θ_B) kautta.

3.6 Muita kriteereitä

3.6.1 Sallittu urautuminen

Koska päällysteen urautuminen on tiestön verkkotason kriteeri, sen pitäisi olla myös tien hanketason kriteeri. Päällysteen urautuminen aiheutuu pääosin nastarengaskulutuksesta. Lisäksi urautumiseen vaikuttavat päällysteen, sitomattoman rakenteen ja pohjamaan deformatuminen. Näistä vain kuluminen ja kokonaisdeformatuminen ovat mitattavissa oleva suureita /4/ [Asfalttipäällysteiden urautumisen mallintaminen, TIEL 13/1998].

Otaksumalla sitomattomien rakennekerrosten deformatuminen vähäiseksi tai tietyn vakioarvon saavaksi, voidaan päällysteen nykyisistä urautumiskriteereistä johtaa pohjamaan sallittu deformatuminen (loppuraportti TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa").

3.6.2 Vetolujuutta omaavan materiaalin sallittu kaarevuussäde

Vetolujuutta omaavalle materiaalille voidaan esittää sallittu kaarevuussäteen raja-arvo, mikäli materiaalin oletetaan toimivan yhtenäisenä laattana rakenteessa. Sallittu kaarevuussäde määritetään tällöin tarvittaessa materiaali-kohtaisesti. Tätä arvoa ei tarvita, mikäli materiaaliin syntyy halkeamia joko roudan vaikutuksesta tai pakkaskutistumisesta johtuen.

Taivutusrasituksessa rakenteeseen kohdistuva taivutusjännitys on kääntäen riippuvainen Bernoullin taivutusteorian mukaisesta siirtymän toisesta derivaatasta eli kaarevuussäteestä. Teoria tosin pätee vain kimmoisille vetoa kestäville homogeenisille rakennneosille. Rakenteen kestävä kaarevuussäde on riippumaton aallonpituudesta eli rakenne kestää ainoastaan tietyn suuruisen kulmanmuutoksen. Siten rakenteelle voidaan esittää raja-arvona tietyn suuruinen käyristymä vakiona koko rakenteen pituudelle (kaava 1).

$$1/\rho = y'' = -M(x)/EI \quad (1)$$

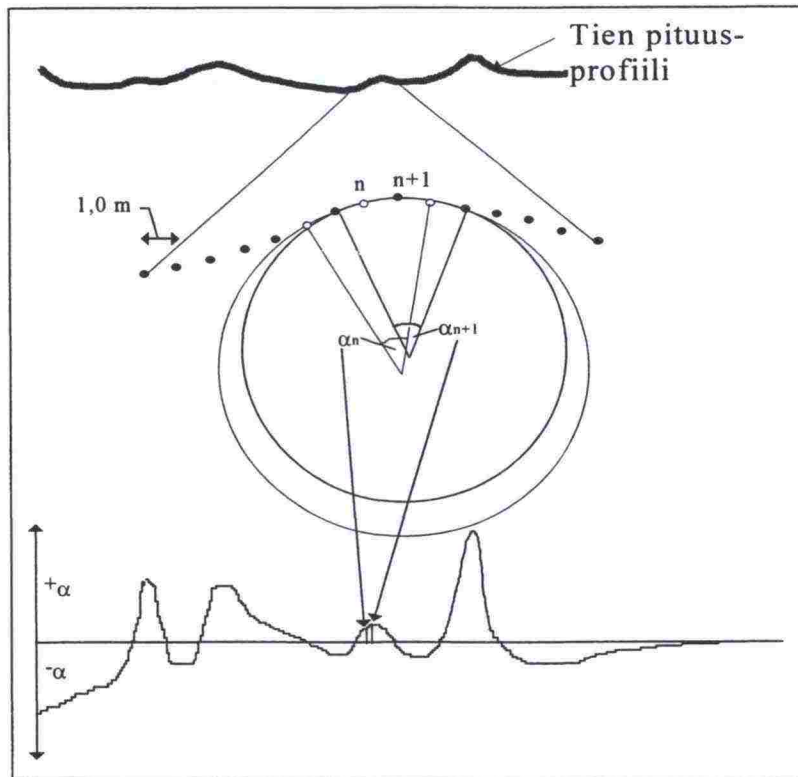
missä

ρ	= kaarevuussäde ($1/\rho=1/R$ (ympyrälle) = käyristymä)
R	= kaarevuussäde
$M(x)$	= taivutusmomentti
EI	= rakenteen taivutusjäykkyys

3.6.3 Sallittu epätasaisuus

Epätasaisuuden arvioinnissa lähdetään siitä, että uuden tien pituussuunnassa maksimipainuman arvot lasketaan metrin välein ajourassa tai tien keskilinjalla. Odotettavissa olevat painumat muodostavat tällöin sarjan diskreettejä pisteitä, joiden kautta voidaan asettaa "oikolauta" tai sovittaa ympyränkaari, jotka siis voidaan käsittää painumaepätasaisuuden suuruu-

den arvoiksi. Käytettäessä ympyränkaarisovitusta kaarevuussäteen arvo on asetettavissa suoraan hyväksymisrajaksi. Mitä pienemmäksi kaarevuussäde pystysuunnassa muodostuu, sitä suurempi heitto tiessä on. Alkuvaiheessa kaarevuussäde on ääretön. Tieosalla voidaan ympyränkaarisovituksien kehittyminen piirtää ajanfunktiona paikkakohtaisesti. Koska tasaisella tiellä ympyrän säde on ääretön, on suositeltavampaa käyttää ympyränkaaren keskuskulmaa (kuva 24), jolloin tasaisella tiellä keskuskulman arvo lähestyy nollaa. Kulma α on vuorosuhteessa myös IRI -arvon kanssa, kun huomioidaan ajonopeus.



Kuva 24. Epätasaisuuden esittäminen ympyränkaaren keskuskulmana.

Painumatuloksista voidaan myös suoraan laskea likimäärin eri ajankohtien IRI-arvot ja verrata tuloksia IRI-arvoille annettuihin raja-arvoihin. Yleisten teiden IRI-arvoihin pohjautuva tasaisuusluokitus on esitetty taulukossa 4 ja nopeusrajoituksiin perustuen taulukossa 5. IRI-arvoihin pohjautuvat ehdotukset toimenpideraja-arvoiksi on esitetty taulukoissa 5 ja 6.

Taulukko 4. Tasaisuusluokka tieluokittain /35/.

Tieluokka / ryhmä	Tasaisuuden 100 m:n IRI-arvojen luokkarajat (mm/m)				
	Erittäin hyvä	Hyvä	Tyydyttävä	Huono	Erittäin huono
Moottoritiet	- 1.1	1.2 - 1.6	1.7 - 2.2	2.3 - 2.9	3.0 -
Päätiet	- 1.3	1.4 - 2.0	2.1 - 2.9	3.0 - 4.3	4.4 -
Seudulliset	- 1.5	1.6 - 2.4	2.5 - 3.5	3.6 - 5.1	5.2 -
Muut tiet	- 1.8	1.9 - 2.9	3.0 - 4.1	4.2 - 6.0	6.1 -

Taulukko 5. Päälystettyjen teiden tasaisuusrajat nopeusrajoituksen mukaan /35 /.

Nopeusrajoitus km/h	Kuntoluokka IRI-arvon (mm/m) mukaan				
	Erittäin hyvä	Hyvä	Tyydyttävä	Huono	Erittäin huono
120	- 1.1	1.2 - 1.6	1.7 - 2.2	2.3 - 2.9	3.0 -
100	- 1.3	1.4 - 1.9	2.0 - 2.8	2.9 - 4.1	4.2 -
80	- 1.5	1.6 - 2.4	2.5 - 3.5	3.6 - 5.2	5.3 -
50 - 60	- 1.8	1.9 - 3.0	3.1 - 4.3	4.4 - 6.3	6.4 -

Taulukko 6. Suurimmat sallitut IRI-arvot ja yksittäisepätasaisuuksien määrät /35 /

Nopeusrajoitus km/h	Tasaisuusrajat IRI (mm/m) 1)	Yksittäisepätasaisuuksien määrä		
		Pienet, 2-3.5 m/s ²	Suuret, 3.5 - m/s ²	Maksimi- kiihtyvyys
120	2.3 - 2.5	2	0	3
100	2.9 - 3.4	3	1	4
80	3.6 - 4.3	6	2	4
50 - 60	4.4 - 5.4	10	5	5 2)

- 1) IRI-arvojen vaihtelualueen alapää on tarkoitettu kussakin nopeusluokassa vilkasliikenteisille teille ja yläpää vähäliikenteisille teille.
- 2) Jos tien nopeusrajoitus on alle 80 km/h, noudatetaan silti 80 km/h:n nopeusluokan tasaisuusvaatimuksia.

Tie on perustettava ja rakennettava siten, että tien pinnan kuivatuksen edellyttämät minimikaltevuudet (pituus- ja poikkisuunnassa) eivät alitu tien mitoitusiän aikana tapahtuvista painumista tai muista muodonmuutoksista tai

siirtymistä johtuen. Päälysteen "sallittu" kuluminenkaan ei saa aiheuttaa lammikoitumista tai veden virtaamista tiellä kohtuuttoman pitkää matkaa.

Puutteellinen pintakuivatus aiheuttaa päälysteen kestoian alenemista mm. pyöräkuormien paineiskuista päälysteen huokosissa ja mikrohalkeamissa, märän tienpinnan jäätymis-sulamisrasituksista sekä sitomattomiin kerroksiin pääsevästä ylimääräisestä vedestä johtuen (halkeamien ja pientareiden kautta).

Sitomattomien kerrosten kuormituskestävyys

Päälysrakenteen kuormituskestävyysmitoituksen materiaalikohtaiset lähtötiedot ovat materiaalimoduuli ja Poissonin luku. Suuri vesipitoisuus pienentää sitomattomien maamateriaalien moduuleja. Enimmillään moduulin pieneneminen voi olla jopa 30 – 50 % (loppuraportit "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille". Tiehallinnon selvityksiä 66/2001" ja TPPT 22 "Sitomattomat materiaalit tien rakennekerroksissa. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä"). Näin merkittävää moduulin pienenemistä ei voida sallia mitoituslähtökohtana, koska se johtaa epätaloudellisiin rakenteisiin. Moduulin aleneminen rajoitetaan halutulle tasolle riittävän tehokkailla kuivatusrakenteilla. Hyväksyttävänä voidaan pitää noin 10 % moduulin alenemista. Tämän suuruinen aleneminen otetaan huomioon jo moduulin mitoitusarvoa määritettäessä.

Kuivatuksella voidaan vaikuttaa myös sitomattomien kerrosten ja pohjamaan Poissonin lukuun, joka riippuu mm. kyllästysasteesta. Yleensä mitoituksessa käytetään kuitenkin materiaalikohtaisia Poissonin luvun vakioarvoja (taulukkoarvoja).

Vesipitoisuuden vaikutusta sitomattomien materiaalien kuormituskestävyyteen ei toistaiseksi tunneta niin hyvin, että voitaisiin arvioida kuivatuksen vaikutusta niiden väsymissuoriin (väsymissuora määrää ko. materiaalille sallitavan palautuvan eli kimmoisen muodonmuutoksen pyöräkuorman vaikutuksesta). Merkittävämmän sitomattomien materiaalin vesipitoisuus vaikuttaa tien kestävyysasteen roudan aiheuttaman sulamispehmenemisen aikoihin. Tätä käsitellään jäljempänä.

Sidottujen kerrosten kuormituskestävyys

Bitumilla sidotut materiaalit

Bitumilla sidottujen kerrosten kuivatus pitää olla kunnossa. Vaikkakin bitumilla stabiloitujen materiaalien vedenkestävyydestä on vähän käytännön havaintotuloksia, havainnot ovat kuitenkin osoittaneet, että esim. vaahtobitumistabiloinnilla (VBST) on jokseenkin heikko märkäkestävyys. Suuri kosteus alentaa stabiloidun materiaalin lujuutta ja tätä kautta rakenteen kuormituskestävyyttä. Märkyys suurentaa myös materiaalin pakkasvaurioriskiä. Myös komposiittimateriaalien osalta pätee pääpiirteissään edellä sanotut asiat.

Hydraulisesti sidotut materiaalit

Suunnittelijan tulee huolehtia siitä, että hydraulisesti sidotun rakenteen kuivatus on kunnossa. Stabiloidun maakerroksen, erityisesti stabiloidun moree-

nin päälle (eikä myöskään alle) ei saa päästää vettä. Moreenipohjainen, paljon hienoaainesta sisältävä massa pidättää kaiken siihen virranneen veden, muuttuu kyllästyneeksi ja hajoaa jäätymis-sulamissykliin vaikutuksesta, jota vielä tehostavat liikenteen aiheuttamat kuormitus sykliit. Stabiloinnin pitkäaikaiskestävyys on erityisen ongelmallinen silloin, kun materiaalin hienoaainesominaisuudet ovat huonot (TPPT-loppuraportti "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille". Tiehallinnon selvityksiä 66/2001)

4.1.3 Kosteuden vaikutus tierakenteen routakestävyyteen

Routiminen

Routanousun laskemiseen perustuvan routamitoituksen merkittävimmät materiaalikohtaiset lähtötiedot ovat jäätyneen tilan lämmönjohtavuus, jäätyislämpö ja routimiskerroin (segregaatiopotentiaali SP) (esim. menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus"). Tierakenteen vesipitoisuuden kasvu vaikuttaa rakenteen lämmönjohtavuuteen roudansyvyyttä lisäävästi ja jäätyislämpöön roudansyvyyttä vähentävästi. Tarkasteltavan maakerroksen sijainnista eli korkeusasemasta riippuu, mikä vaikutus kerroksen vesipitoisuudella on roudan syvyyteen ja näin myös tienpinnan routanousuun. Roudan tunkeutumissyvyys on pienin silloin, kun vain tierakenteen yläosa kuivatetaan, mutta tämä tilanne saattaa olla epäedullinen rakenteen kuormituskestävyyden kannalta.

Varsinaiset routaeristeenä toimivat kerrokset on aina kuivatettava, koska niiden toiminta perustuu mahdollisimman hyvään lämmöneristyskykyyn (esim. menetelmäkuvaus TPPT 8 "Lämmönjohtavuuden määrittäminen"). Mitoituslämmönjohtavuus määräytyy eristeen pitkäaikaisen (useita vuosia) tasapainokosteuden mukaan. Syksyisin vallitseva kosteus on määräävä, jos tarkastelussa myös vuodenaikaisvaihtelu otetaan huomioon.

Routimiskertoimeen (SP) vesipitoisuus vaikuttaa routimisen tapahtuessa saatavissa olevan veden määrän kautta. Syksyn sateiset olosuhteet ja alkutalven ajoittaiset lumen sulamiset huomioon ottaen routiva pohjamaa on yleensä lähes veden kyllästämä pohjamaan routaantumisen alkaessa. Routanousulaskennoissa pohjamaa otaksutaankin yleensä veden kyllästämäksi (jolloin routanousuennuste on varmalla puolella).

Pohjavesipinnan (tai orsivesipinnan) tason alentaminen lisää imupainetta maan huokosvedessä vähentäen näin routimista. Imupaine lisää routarajalla vallitsevaa pystykuormaa ja pienentää näin routimiskerrointa etenkin vähä-savisissa maalajeissa.

Joissakin erikoistapauksissa routanousua (eli jäälinsien muodostumista routaantuvaan maahan) voidaan rajoittaa vaikeuttamalla veden pääsyä routarajalle. Erikoistapauksia voivat olla mm. sivukalteva maasto pohjaveden purkautumisalueella, veden virtauksia ohjaava kallionpinta lähellä routarajaa ja hyvin vettäläpäiseviä kerroksia sisältävä pohjamaa. Yleensä ei kuitenkaan

ole kannattavaa rakentaa kuivatusrakenteita, joilla pohjamaa saadaan kuivatettua esimerkiksi 1 - 2 m lopputalven routarajan alapuolelle.

Pohjamaan urautuminen roudan sulamiskautena

Pohjamaan urautumisriskitarkasteluissa arvioidaan ilmasto- ja liikennekuorimitusten aiheuttamia pysyviä eli plastisia muodonmuutoksia tierakenteessa ja etenkin pohjamaassa. Urautuminen tapahtuu pääasiassa sulamiskaudella. Urautumisen arviointia on käsitelty raportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa".

Sulavan maan vesipitoisuus riippuu routanousun suuruudesta (kerrokseen syntyvän jään määrästä). Sulamisveden purkautumiseen kuluva aika (sulamispehmenemiskauden pituus) taas riippuu mm. routanousun suuruudesta, routineen kerroksen paksuudesta ja vedenläpäisevyydestä sekä kuivatuksen tehokkuudesta. Jos roudan sulaessa vapautuva vesi johdetaan tehokkaasti pois, vähenee sekä sulamispehmenemisen määrä että sen kesto aika.

4.2 Veden ilmeneminen ja kulkeutumistavat tierakenteessa ja pohjamaassa

4.2.1 Huono pintakuivatus

Puutteellinen pintakuivatus (riittämätön vietto, pinnan urautuminen) ja päällysteen halkeilu lisäävät tierakenteeseen valuvan vajoveden määrää, kun sade- ja sulamisvedet virtaavat tarpeettoman pitkiä matkoja tiellä kohdaten halkeamia ja muita päällysteen heikkouskohtia.

Nykyisin käytössä oleva teiden rakentamistapa ei estä päällystämättömän pientareen kautta tierakenteeseen tapahtuvaa valuntaa. Mm. lumen sulamisvesien pääsy rakennekerrokseen voi alentaa materiaalimoduuleja merkittävästi (TPPT-raportit "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille. Tiehallinnon selvityksiä 66/2001" ja TPPT 22 "Sitomattomat materiaalit tien rakennekerroksissa. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä"). Valumavedet eivät heti pääse edes poistumaan rakenteesta, kun sulaminen aluksi etenee tien kohdalla nopeammin kuin pientareilla, eikä jäänyt pohjamaa läpäise vettä.

4.2.2 Routiminen ja roudan sulaminen

Routivaan pohjamaahan syntyy routaantumisvaiheessa (maan jäätyessä) jäälinsskejä. Jäälinssien muodostuessa maahan syntyy imupaine, joka kuljettaa lisää vettä routarajalle alemmista maakerroksista. Keväällä roudan sulaessa vapautuva vesi kyllästää sulavan maan vedellä. Koska sulaminen tapahtuu pääasiassa ylhäältä päin, vesi pääsee poistumaan vain ylöspäin tai

sivuille. Jos purkautumisreittiä ei ole järjestetty, pohjamaa pysyy pitkään veden kyllästämänä ja hyvin huonosti kantavana.

4.2.3 Pohjaveden kulkeutuminen ja virtaukset

Tiehen nähden sivukaltevassa maastossa pohja- tai orsivesi liikkuu luonnostaan tien sivulta tien alle pitäen pohjamaan tai myös tierakenteen haitallisen märkänä. Märkyys riippuu mm. pohjaveden korkeudesta, vettäjohtavien kerrosten sijainnista ja tien korkeusasemasta.

Tasaisessakin maastossa, vettäjohtavia kerroksia sisältävässä maassa saattaa esiintyä puutteelliseen kuivatukseen ja routaan liittyviä tien kestävyteen liittyviä ongelmia. Veden pääsy routarajalle on lähes esteetön, kun kaarevan muotoinen routaraja leikkaa vaakasuoria, läpäiseviä maakerroksia. Jos vesi ei pääsisi routarajalle sivultapäin, se joutuisi liikkumaan alhaalta ylös myös huonosti vettäläpäisevien kerrosten läpi. Tämä voi olla routimista rajoittava tekijä etenkin savimaassa.

4.2.4 Veden kapillaarinen nousu

Maamateriaalin huokoskoosta riippuen vesi voi nousta kapillaarisesti syvemmällä olevasta vesivarastosta jopa useita metrejä. Tiiviin hienon soran kapillaarinen nousukorkeus on 0,01 – 0,05 m, tiiviin hienon hiekan 0,12 – 0,5 m, siltin 2,5 – 12 m ja saven yli 10 m. Kapillaarinen nousukorkeus tarkoittaa kapillaarisesti vedellä kyllästyvän maakerroksen korkeutta vedenpinnan tasosta. Pienimmät maahuokokset täyttyvät vedellä vielä tätäkin korkeammalla eli yhtenäinen vesikalvovyhteys pohjavedestä routarajalle säilyy, vaikka näiden väli olisi kapillaarista nousukorkeutta suurempi.

4.2.5 Vesihöyryn kulkeutuminen ja tiivistyminen

Huokoisissa materiaaleissa kosteus voi siirtyä myös höyrynä. Hyvin avonaisissa kerroksissa (louhe, tasarakeinen murske/sepeli, kevytsora) vesihöyry siirtyy ensisijaisesti lämpötilaeroista johtuvan ilmakierron mukana. Tiiviimmissä kerroksissa vesihöyry kulkeutuu lämpövirran suuntaan eli jäätyvässä maassa alhaalta ylöspäin. Tämä ilmiö näyttäisi olevan varsin voimakas ainakin lentotuhkarakenteissa (koerakennusraportti TPPT 29). Ylemmissä ja kylmemmissä kerroksissa höyry tiivistyy vedeksi ja luovuttaa höyrystymislämpönsä ja roudan edetessä myös jäätyislämpönsä. Näin höyryn ja ilman siirtyminen kasvattaa myös ko. materiaalin lämmönjohtavuuden laskentaa arvoa (ellei laskentamenetelmä ota höyryn ja ilman kulkeutumista muuten huomioon) eli lisää routimisriskiä.

4.3 Vedestä aiheutuvien haittojen ehkäisy kuivatuksella ja kosteuseristyksillä

4.3.1 Tien pohjamaan, rakenteiden ja materiaalien "sallitut" vesipitoisuudet

Kuivatuksen suunnittelua varten on tarpeen määritellä eri rakennekerrosten ja alusrakenteen "normaalit vesipitoisuudet" eli arvot, joita ei oikein kuivatettuna ylitetä epäedullisissakaan olosuhteissa. Näitä vesipitoisuuden raja-arvoja soveltaen voidaan sitten määrittää tierakenteen mitoitusparametrien laskenta-arvot normaalitapauksia varten. TPPT-ohjelman tutkimusten perusteella on päädytty taulukossa 7 esitettyihin tien rakennemateriaalien ja pohjamaan ohjeellisiin vesipitoisuuden raja-arvoihin (paino-%).

Taulukko 7. Tien sitomattomien rakennemateriaalien ja pohjamaan/alusrakenteen vesipitoisuuden TPPT-raja-arvot / tavoitevesipitoisuudet (paino-%), joita ei saa ylittää, ellei rakenteen mitoitusta tarkisteta vastaavasti.

	Vesipitoisuuden TPPT-raja-arvo, paino-%		
	Hyvin kuivatettu rakenne (alapinnan etäisyys kuivatusta-sosta tai pvp:stä yli 1,5 m)	Normaalisti kuivatettu rakenne (alapinnan etäisyys kuivatusta-sosta tai pvp:stä 0,8 - 1,5 m)	Huonosti kuivatettu rakenne (alapinnan etäisyys kuivatusta-sosta tai pvp:stä alle 0,8 m)
Kantava, murske (tai sora)	2	3	4
Jakava, murske tai sora	3	4	5
Suodatin/eristys, hiekkä tai sora	4	8	12
Penger, karkearakeinen maa	4	8	12
Penger, Hk- tai Sr- moreeni	5	10	115
Penger, silttimoreeni	10	14	18
Penger, hienorakeinen maa	25	30	35
Pohjamaa, karkearakeinen maa	5	8	12
Pohjamaa, Hk- tai Sr- moreeni	6	10	15
Pohjamaa, silttimoreeni ¹⁾	15	20	25
Pohjamaa, hienorakeinen ¹⁾	30	35	yli 40

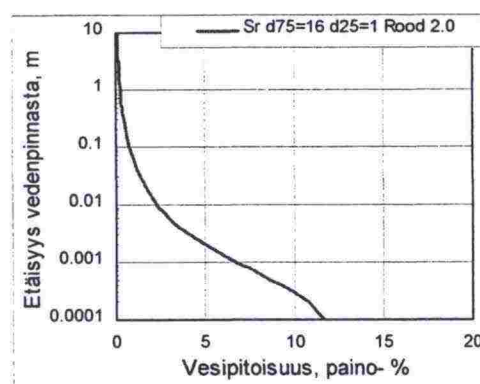
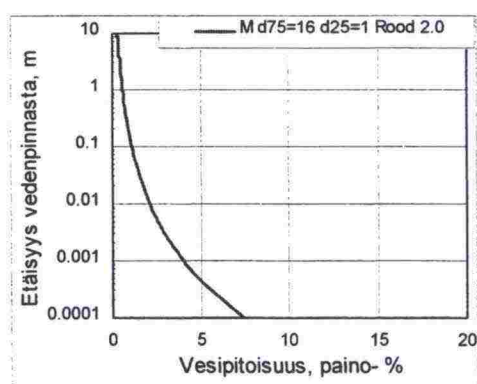
¹⁾ Vesipitoisuus ei riipu rakenteen kuivatuksesta vaan materiaalin vedenpidätyskyvystä.

4.3.2 Tien pohjamaan, rakenteiden ja materiaalien vesipitoisuuden arviointi

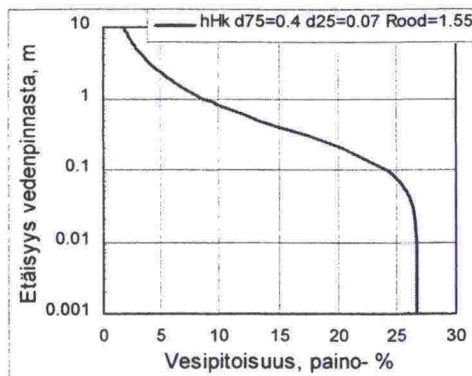
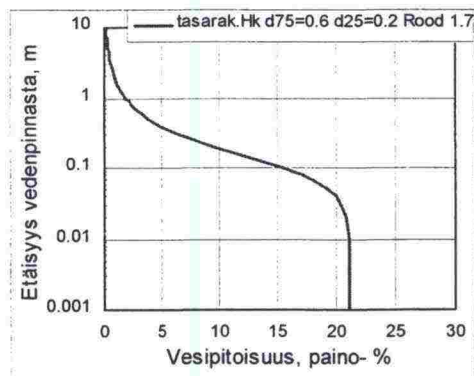
Ellei taulukon 7 vesipitoisuuksiin arvioida jossakin kohteessa päästävän, on rakenteen kuormituskestävyys- ja routamitoitus tehtävä sillä vesipitoisuudella, jonka arvioidaan toteutuvan (vesipitoisuuden vaikutus parametreihin on otettava huomioon). Tierakenteen ja pohjamaan/alusrakenteen pitkäaikaisa tasapainovesipitoisuutta voidaan arvioida esimerkiksi kuvien 25-28 vedenpidätyskäyrien avulla. Käyrät on laskettu van Genuchtenin menetelmää soveltaen /12/ [Högsta, U., Öberg A-L, 1992. Negativa portryck och dess betydelse för stabilitet i silt- och sandslänter. Göteborg: Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggningen. Rapport x 92:1] ja /13/ [Jonasson, S.A., 1991. Estimation of soil water retention for natural sediments from grain size distribution and bulk density. Göteborg: Geologiska institutionen. Publ. A62]. Kuvien pystyakselin painetaso (m vp) tarkoittaa etäisyyttä orsi- tai pohjavedenpinnan ylimmästä tasosta (yleensä syksyllä tai sulamiskaudella keväällä). Kuvissa d_{75} ja d_{25} tarkoittavat rae-kokoja ko. läpäisyprosenttien kohdilla ja R_{ood} materiaalin kuivatilavuuspainoa (kuivatiheyttä).

Kun kuivatus toteutetaan ohjeiden /50/ [Teiden suunnittelu, IV Tien rakenne, 4 Kuivatus. Tielaitos 2140005.1993] mukaisesti, tasapainovesipitoisuuden arviointi/tarkistus on yleensä tarpeen vain silloin, kun tarkasteltava rakenne on

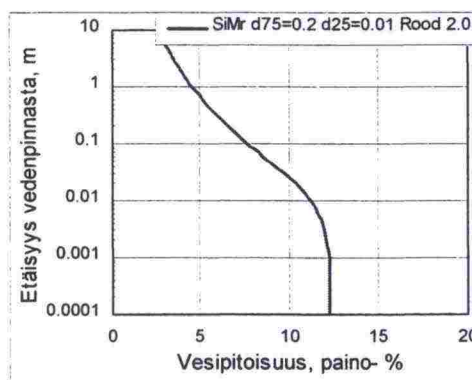
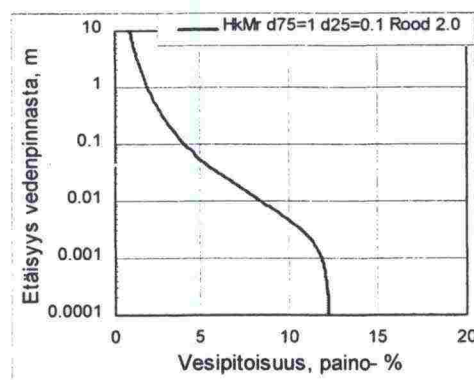
- alin rakennekerros,
- pohjamaa/alusrakenne,
- heikkolaatuisista (routivista) materiaaleista tehtävä rakennekerros tai
- vanha rakenne rakenteen parannuksessa



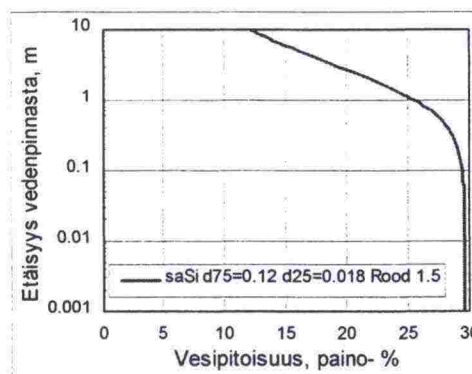
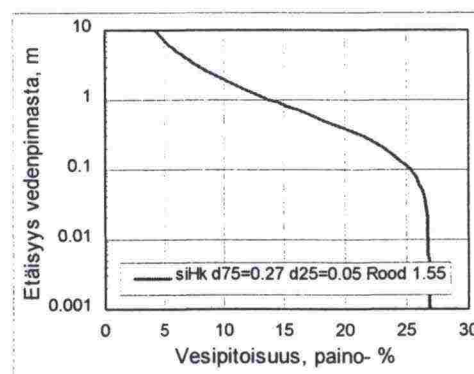
Kuva 25. Karkearakeisten materiaalien (S_r = sora, M = murske) vedenpidätyskäyriä.



Kuva 26. Hiekkalajitteiden vedenpidätyskäyriä



Kuva 27. Moreenimaalajien vedenpidätyskäyriä (voidaan soveltaa myös vanhan tierakenteen moreenimaisten materiaalien kosteustilan arvioinnissa)



Kuva 28. Hienorakeisten maalajien vedenpidätyskäyriä

4.4 Tarvittavat kuivatustoimenpiteet

4.4.1 Kuivatuksen periaatteet

Edellä mainitut tavoitevesipitoisuudet saavutetaan tässä kuvatuilla kuivatusjärjestelyillä. Kuivatusjärjestelyillä

- estetään valumavesien pääsy rakenteeseen,
- järjestetään roudan sulamisvesien sujuva ja nopea poistuminen sulavista maakerroksista ajoradan kohdalla,
- estetään pinta- ja pohjavesien nousu haitallisen korkealle tien rakennekerrokseen,
- estetään routivan pohjamaan epätasainen ja suunnittelematon kastuminen (veden saanti),
- estetään mahdollisten routaeristeiden haitallinen kostuminen ja
- estetään haitallinen vesihöyryn siirtyminen huokosilman mukana (huokoisissa materiaaleissa).

Veden pääsyä tierakenteeseen ei voida kokonaan estää, eikä se ole tarpeenkaan, sillä kuormituskestävyyden kannalta vähän kostea rakennemateriaali on parempaa kuin täysin kuiva (edellyttäen, että kysymyksessä on routimaton materiaali). Kuormituskestävyyden kannalta kuivatus on riittävä, kun tierakenteen yläosa noin 1 m syvyyteen on kuivatettu.

Tien kuivatuksen tulee olla periaatteessa sellainen, että roudan tunkeutuminen pohjamaahan jää mahdollisimman pieneksi. Näin tapahtuu, kun ylimmät kerrokset (noin 0,8 - 1,2 m syvyyteen asti) pysyvät syksyn ja talven mahdollisimman kuivina. Tällöin niiden jääntyneen tilan lämmöneristyskyky on parhaimmillaan. Alemmissa kerroksissa (yli 1,2 m syvyydessä) alkaa jäätymisessä vapautuvan lämmön merkitys (routaantumista hidastavana tekijänä) kasvaa suhteessa lämmönjohtavuuteen. Alimpien rakennekerrosten tai pohjamaan kuivattamisella ei yleensä voida vähentää roudan tunkeutumissyvyyttä.

Routamitoituksen sekä routa- ja liikennesuhteiden yhteisvaikutuksen (raportti TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkauden vaiheessa") kannalta pohjamaan/alusrakenteen kuivatus on riittävä, kun poikkeuksellinen vedenvirtaus routarajalle estetään ja kun roudan sulaessa vapautuva vesiylimäärä johdetaan tehokkaasti pois liikenteen kuormittamalta alueelta.

Kuivatuksella ei ole tarkoituksenmukaista pyrkiä alentamaan vesipitoisuutta routivassa pohjamaassa, jolla on suuri kapillaarinen nousukorkeus. Sen sijaan routivan, vanhan tierakenteen kuivatuksella voidaan parantaa kuormituskestävyyttä. Kuivatuksella voidaan samalla pienentää jonkin verran routanousua, kun routimiskerointa arvioitaessa lisätään osittain kyllästetyn maan vesikalvoissa vallitseva imupaine routarajalla vaikuttavaksi pystykuormaksi. Imupaine kasvaa, kun kuivatustasoa alennetaan.

4.4.2 Valumavesien ja pintavesien ohjaus

Valumavedet

Oikealla tierakenteiden mitoituksella varmistetaan päällysteen ehjänä pysyminen. Pientareiden päällystys tulisi ulottaa riittävän etäälle oikeasta pyöräurasta. Vesien ohjaukseen voidaan käyttää myös erityisiä vesieristysrakenteita siten, että vedet eivät imeydy rakenteisiin (esim. eräitä teollisuuden sivutuotteita käytettäessä).

Oikealla mitoituksella varmistetaan myös riittävä tienpinnan viettokaltevuus kaikissa olosuhteissa ennakoitavissa olevat painumat/routanousut huomioon ottaen. Myös urautuneen tai suunnitellusti painuvan/routivan tienpinnan kuivatuksen on toimittava.

Pintavedet

Tien sivuojat ja/tai salaojat mitoitetaan ja rakennetaan siten, ettei vesi nouse hallitsemattomasti rakennekerroksiin. Rakenne kuivatetaan kuormituskestävyysmitoituksen edellyttämään syvyyteen (vähintään 0,8 m). Routamitoituksesta aiheutuvaa routimattoman rakenteen paksuuslisäystä ei yleensä tarvitse kuivattaa. Kuivattamattomat rakennekerrokset eivät kuitenkaan saa "syöttää" vettä routivaan pohjamaahan esimerkiksi rakennepaksuuden muutokohdassa.

Tien sivuojia ei ole tarkoitettu tieympäristön kuivattamiseen, vaan tiealueen pintavesien poisjohtamiseen. Sivuojissa virtaavan veden määrä ja virtausmatka pitää rajoittaa mahdollisimman pieneksi. Tällöin ojan pohja jäätyy talvisin eikä sivuoja syötä vettä sulaan maahan routarajan alle.

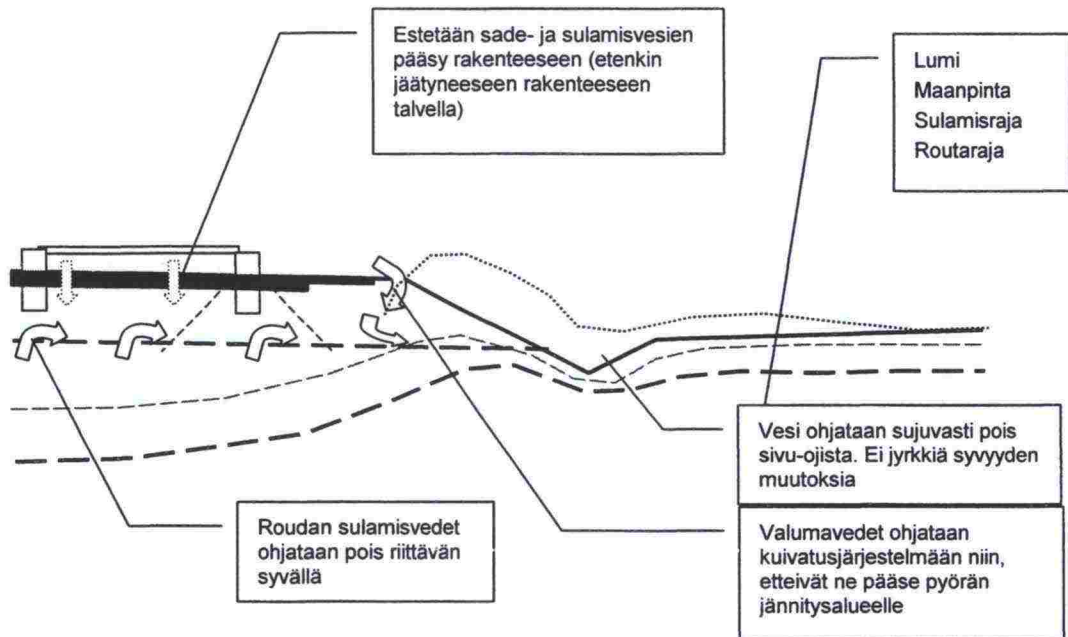
Kuivatusta suunniteltaessa on vältettävä jyrkkiä kuivatuksen korkeustason muutoksia varsinkin silloin, kun pohjamaa tai alusrakenne on routivaa.

Routaeristeiden kohdalla suositeltava kuivatustaso on noin 0,3 m eristeen alapinnan alapuolella.

4.4.3 Sulamisvesien ohjaus pois tien pinnalta ja rakenteesta

Päällysteen pitää pysyä mahdollisimman ehjänä, jotta sadevesiä tai lumen sulamisvesiä ei pääse rakenteeseen.

Päällysrakenteen ja pohjamaan (mm. roudan jäälinssien) sulaessa vapautuva vesi johdetaan pois tierakenteen alaosaan (kuva 29). Sulamiskaudella tierakenne ei saa kastua haitallisesti siinä rakenteen osassa, joka on kuormituskestävyysmitoituksessa otaksuttu normaalisti kuivatetuksi. Pohjamaan kuivatusta käsitellään jäljempänä.



Kuva 29. Tien pinnan, rakenteen ja ympäristön kuivatuksen periaatteita.

4.4.4 Pohjavesivirtausten hallinta

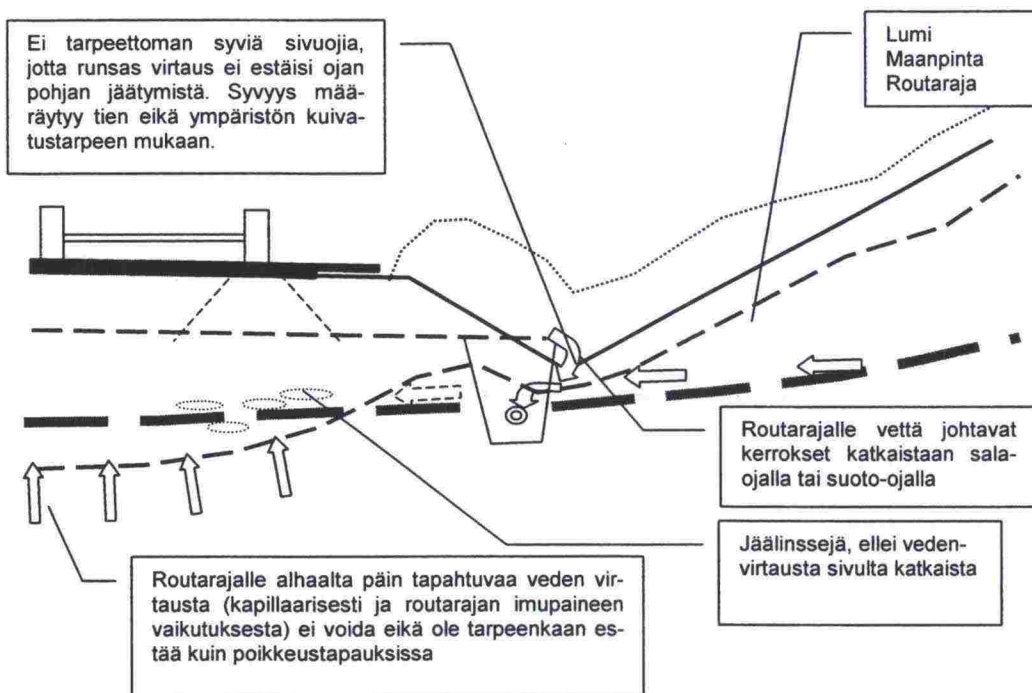
Pohjaveden haitallisen kulkeutumisen ja virtauksen katkaisu

Pohjamaata ei tavallisesti kuivateta enempää, kuin tierakenteen kuivattamiseksi on tarpeen. Pohjamaan tavanomainen kastuminen (ja kuivuminen) otetaan huomioon tierakenteiden kuormituskestävyysmitoitusta tehtäessä (moduulien arvoissa). Routamitoituksessa pohjamaan otaksutaan olevan veden kyllästämää syksyllä routaantumisen alkaessa.

Paikoitellen on veden kulkeutumista routarajalle kuitenkin rajoitettava tai ta-
soitettava routaepätasaisuuksien minimoimiseksi. Erityisen hallitsematto-
masti saattavat routia sellaiset tien kohdat, jossa vettä kulkeutuu tien sivulta
kaarevan muotoiselle routarajalle (esim. leikkaukset viettävästi kerrokselli-
sessa maassa). Syvemmälle tunkeutuessaan routa estää virtauksen luon-
nolliseen viettosuuntaansa, jolloin routarajalle alkaa syntyä paannejäätä.
Routanousu voi paikoitellen olla hyvin suuri. Paikoitellen routimista ei tapah-
du lainkaan, jos virtaava vesi pystyy pysäyttämään roudan tunkeutumisen.
Tällaiset kohdat on kuivatettava syvää salaojaa tai suoto-ojaa käyttäen (ku-
va 30).

Veden kulkeutumista routarajalle ei tavallisesti voida kokonaan estää. Ka-
pillaarivoimat tai routarajalle syntyvä imupaine voi nostaa vettä rakenteeseen
syvältäkin. Pohjamaan routimista (jäälinsien muodostumista) voidaan
kuitenkin vähentää estämällä veden kulkeutuminen sivultapäin routarajalle.
Veden virtausvastus kasvaa ja routanousu pienenee, kun imupaine joutuu

vetämään lisävetä pystysuoraan ylöspäin, sillä maan vedenläpäisevyys on yleensä pystysuunnassa huonompi kuin vaakasuunnassa.



Kuva 30. Tien pohjamaan ja alusrakenteen kuivatuksen periaatteita.

Pohjavesipinnan tai orsivesipinnan alentaminen

Routanousua voidaan pienentää alentamalla pohja- tai orsivedenpintaa. Routamitoituksessa alennus voidaan ottaa huomioon lisäämällä imupaine routarajalla vallitsevaksi pystykuormitukseksi, joka pienentää routimiskeroa. Näin voidaan menetellä esimerkiksi routivalle penkereelle rakennettavan tien routanousua arvioitaessa, jolloin veden imukorkeus muodostuu luonnostaan suureksi.

Yleensä pohjaveden alentaminen ei ole kannattavaa eikä usein mahdollistakaan ainakaan koko tielinjan pituudella. Kuivatus tulee järjestää siten, että kuivatusoloissa ei tapahdu jyrkkiä muutoksia, ei tien pituus- eikä poikkisuunnassa. Esimerkiksi leikkauksesta penkereelle tultaessa leikkauksen kuivatusalaa alennetaan vähitellen pengerosuutta vastaavaksi (routiva leikkaus/routiva penger).

4.4.5 Kapillaarivesi ja vesihöyry

Kapillaarisen veden nousun katkaisu

Kapillaarisen nousun katkaisua tarvitaan routaeristeiden kuivana pitämisessä. Routaeristeen alla tarvitaan aina suodatinkerros, joka katkaisee veden nousun pohjamaasta eristeeseen ja vähentää merkittävästi routan tunkeutumista pohjamaahan.

Vesihöyryn kierron hallinta tierakenteessa

Vesihöyryn kiertoa saattaa olla tarpeen rajoittaa hyvin huokoisista materiaaleista, esimerkiksi louheesta rakennetuissa kerroksissa, jos kysymyksessä olevan rakenteen on tarkoitus estää pohjamaan routaantumista ja routimista. Kerrospaksuuksien rajoittaminen tiiviillä välikerroksella tai muovikalvolla ovat käyttökelpoisimmat keinot estää vesihöyryn kulkeutuminen, tiivistyminen ja jäätyminen huokoisen rakenteen tai kerroksen yläosaan.

4.4.6 Rummut

Rummut aiheuttavat tierakenteeseen epäjatkuvuuskohdan, jonka vaikutusta on yleensä tasattava siirtymärakenteilla. Rummun kohdalla kuivatustaso on yleensä lähiympäristöä syvemmällä. Rumpu voi vaikuttaa tien routaantumiseen kahdella toisilleen vastakkaisella tavalla. Rummun läpi voi virrata koko talven vettä, joka estää pohjamaan routaantumisen ja tienpinnan routaantumisen rummun kohdalla.

Toisaalta routa voi tunkeutua rummun kohdalla syvällekin, jos rummun päät ovat avoimet läpi talven eikä rummun kautta virtaa talvella vettä. Suuriläpimittaisia rumpuja tulee välttää, jos rummun kautta tapahtuvasta pohjamaan routaantumisesta saattaa aiheutua tierakenteen haitallista käyttäytymistä. Kaksi pienempää rinnakkaisputkea jää helpommin lumen suojaan. Tarvittaessa rummun alle on rakennettava routasuojaus.

4.5 Tielinjan kuivatustarveluokitus

Pohjamaan tai tien alusrakenteen kuivatusolosuhteiden mukaan tielinja tai tien maastokäytävä voidaan maastossa tehtävien havaintojen perusteella jakaa kolmeen luokkaan (TPPT-luokat). Rakennusvaiheessa tarkistetaan vielä tiepohjan kuivatusolosuhteet ja tehdään tarvittavat muutokset kuivatussuunnitelmiin.

1) Poikkeuksellisen märät alueet

- Alueet on kuivatettava niin, että lopputulokseksi saadaan luokan 3) "normaali tilanne".

Maastossa tehtävien havaintojen avulla etsitään ja rajataan poikkeuksellisen märät tai vettä johtavat maastokohdat eli kohdat, joissa arvioidaan tarvittavan tehostettua kuivatusta. Tällaisia kohtia ovat etenkin:

- leikkaukset, joissa pohjavesipinta on korkealla,
- leikkaukset, joissa on odotettavissa pohjaveden virtausta sivulta,
- vettäjohtavan, kerroksellisen maan leikkaukset,
- tielinjaan nähden sivukaltevan maaston leikkaukset,
- kohdat, joissa tasausviiva jää matalalle tai sen otaksutaan painuvan lähelle vapaan veden pintaa (vesistöt, suot, pehmeiköt, tulva-alueet),

- syvät kallioleikkaukset rikkonaisessa kalliossa (maaston muodoista riippuen).

2) Poikkeuksellisen kuivat alueet

- Alueet ovat sellaisia, että tierakenteen mitoitus voidaan tehdä taulukon 1 "hyvin kuivatetun" tilanteen vesipitoisuuksia soveltaen.
- Pohjavesipinta tai vapaan vedenpinta on jatkuvasti vähintään 0,5 m mitoitustalven suurimman roudansyvyyden tason alapuolella.
- Routanousumitoituksessa voidaan lisätä routarajalla vallitseva imupaine pystysuuntaiseksi kuormitukseksi (pienentää routanousuarviota).

Maastossa tehtävien havaintojen avulla etsitään ja rajataan kuivat maastokohdat eli kohdat, joissa ei ehkä tarvita lainkaan kuivatusta. Tällaisia kohtia ovat etenkin:

- korkeat penkereet (alustava tasausviiva tiedossa), joissa routa tunkeutuu enintään ympäröivän maanpinnan tasolle asti ja jos pohjaveden arvioidaan olevan syvemmällä kuin 0,5 m maan pinnasta,
- kuivat harjumaiset alueet, poisluettuna lievealueet (potentiaalisia pohjaveden purkautumisalueita) ja
- ylävät ja kuivat kallioalueet, jossa ei ole vettä tielle päin ohjaavia notkokohtia (poisluettuna syvät kallioleikkaukset, jotka luetaan kuivatusoiloiltaan normaaliksi).

3) Kuivatusero-olosuhteistaan normaalit alueet

- Alueet kuivatetaan tavanomaisia kuivatustapoja käyttäen.
- Mitoitukset tehdään taulukon 1 "normaalin kuivatuksen" vesipitoisuuksia soveltaen.
- Routanousumitoituksessa pvp:n otaksutaan olevan niin lähellä, että routarajalle ei synny merkittävää imupainetta (joka vähentäisi routanousua).

5 LÄHTÖTIETOJEN HANKINTA

TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaan tierakenteiden mitoituksessa on käytettävä ensisijaisesti paikkakohtaisia lähtötietoja pohjamaasta ja olemassa olevista, vanhoista tierakenteista. Suunnittelujärjestelmä uusille tierakenteille ja rakenteen parantamiselle koostuu kolmesta mitoitusosasta:

- painumalaskennasta,
- routamitoituksesta ja
- kuormituskestävyysmitoituksesta.

TPPT-suunnittelujärjestelmässä ei kuvata esim. tiepenkereen kokonaisvakaavuutta, mutta lähtötietojen hankinnan pitää käsittää myös stabiliteettitarkastelujen tarpeet. Sama koskee myös muita tien suunnitteluun liittyviä tarpeita, esim. tierakenteiden kuivatusta. Pohjatutkimukset ja muu lähtötietojen hankinta palvelevat kaikkien osa-alueiden tavoitteita siten, että jokainen osa-alue tuo mukaan omia tarpeitaan ja erikoisvaatimuksiaan mm. tutkimusajankohdan suhteen. Nämä tarpeet tulisi kuitenkin pystyä yhdistämään siten, että kaikkien tutkimusten kokonaiskustannukset ovat optimissaan ja kulloisessakin suunnitteluvaiheessa tarvittavat tiedot ovat oikea-aikaisina käytettävissä. Lähtötietojen hankintaa on käsitelty laajemmin menetelmissä. Tässä luvussa on esitetty em. menetelmäkuvauksen eräitä pääkohtia.

5.1 Lähtötietojen luotettavuus

TPPT- suunnittelujärjestelmän yhtenä tavoitteena on tien ennakoimattomien vaurioiden vähentäminen ja tien kestävyysparantaminen. Tämä tavoite saavutetaan entistä paremmalla, luotettavaan lopputulokseen johtavalla suunnittelulla ja rakenteiden mitoituksella. Mitoitusmenetelmissä on pyritty mahdollisimman pitkälle analyttisiin, ei-empiirisiin mitoitusmenetelmiin. TPPT- suunnittelujärjestelmän mitoitusmenettelyissä käytetään ensisijaisesti paikka- ja materiaaliakohtaisia mitoitusparametreja. Lähtötietojen tulee olla sekä määrältään että laadultaan riittäviä suhteessa käytettäviin mitoitusmenetelmiin.

TPPT- suunnittelujärjestelmän tavoitteena on myös tierakenteen kokonaiskustannusten alentaminen. Kokonaiskustannusten (elinkaarikustannusten) alentaminen on mahdollista, vaikka joidenkin osatehtävien kustannukset nousisivatkin nykyiseen käytäntöön verrattuna, mikäli jossain toisissa kustannuksissa koko rakenteiden elinkaari huomioonottaen voidaan saavuttaa säästöjä.

Jotta kunnossapitokustannuksia on mahdollista alentaa ja oikea-aikaisesti ajoittaa, on mm. mitoituksen ja suunnittelun oltava entistä tarkempaa ja luotettavampaa. Tämä puolestaan edellyttää lähtötietojen ja niiden vaihteluiden entistä tarkempaa tuntemusta ja myös näiden lähtötietojen täysimittaista hyödyntämistä. TPPT-ohjelmassa on kehitetty ja parannettu lähtötietojen määrittämistä sekä myös suunnittelumenetelmiä (TPPT-menetelmä-kuvaukset). Rakenteiden luotettavuutta ja kustannusten optimointia voidaan

osaltaan parantaa myös riski-/ luotettavuusanalyysillä huomioimalla lähtötietojen vaihtelun ja jakautuman vaikutukset rakenteen toimintaan. Riskiä ja luotettavuutta tierakenteiden suunnittelussa on käsitelty TPPT raportissa 24 "Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa".

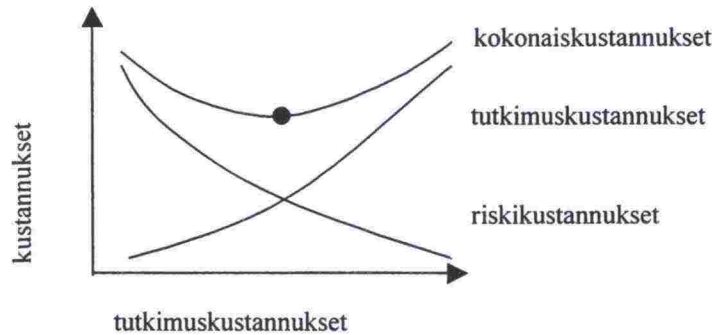
Tierakennetta suunniteltaessa tielinjalla suoritetaan yleensä monenlaisia pohjatutkimustoimenpiteitä ja mittauksia erityyppisen tiedon hankkimiseksi ja erilaiset tutkimukset tukevat toisiaan. Tavanomainen kairaustieto esimerkiksi kerrosrajojen määrittämiseksi saattaa palvella useampaa tarkoitusta (suunnittelu- ja mitoitustehtävää) samanaikaisesti, eikä näiden kustannusosuuksia ole välttämättä mahdollista kohdistaa eri tarkoituksille. Myös itse suunnitteluprosessissa tapahtuu samanaikaista päällekkäistä toimintaa: tielinjan maaperätietojen läpikäynnissä esimerkiksi painuman tarkastelua varten suunnittelijalle muodostuu jo jonkinasteinen käsitys kohteen ongelmakohdistista stabiiliteetin tai routivuuden suhteen ja päinvastoin.

Periaatteessa esimerkiksi pohjatutkimusten määrä voidaan optimoida rakenteen kokonaiskustannusten suhteen ja edelleen kustannusten optimointia voidaan tarkastella tulosten luotettavuuden suhteen. Käytännössä tutkimus-, suunnittelu-, ja rakentamiskustannuksille on jo kuitenkin saatettu asettaa kustannuskatto, jolloin lopullisen rakenteen toiminnallinen luotettavuus määräytyy tämän perusteella.

Tutkimusten kaavamainen toteuttaminen tielinjalla ei ole välttämättä paras vaihtoehto. Pohjatutkimusten tulee kohdentua mahdollisimman oikein. Tutkimusten kohdentamisen ongelmana on kuitenkin se, että pohjasuhteita ei tunneta ennen niiden selvittämistä. Jonkin verran pohjatutkimuksia on ilmeisesti siis aina suoritettava suhteellisen kaavamaisesti "toimintaympäristön" selvittämiseksi. Toimintaympäristön selvittäminen voi pohjautua myös olemassa olevaan aineistoon, karttamateriaaliin ja asiantuntijan tekemiin maastokäynteihin. Maaperän paikallisista vaihteluista johtuen yleispätevää ohjetta tutkimuspisteiden sijoittamistiheydestä / maaperän ominaisuuksien selvittämistiheydestä ei kuitenkaan voida antaa. Maaperän paikallisista vaihteluista johtuen tunnettuunkaan toimintaympäristöön suunnitellut pohjatutkimukset eivät välttämättä poista suunnittelun edetessä mahdollisten lisäpohjatutkimusten tarvetta.

Koska tarkka pohjatutkimusten suorittamistiheys tai määrä ei ole helposti määritettävissä, on myös riittävän ja tarkoituksenmukaisen tutkimus- ja suunnittelukustannuksiin käytettävän rahasumman määrittäminen etukäteen vaikeaa. Usein esitetään (vedoten kokemukseen) tutkimus- ja suunnittelukustannusten voivan olla tietty prosenttiosuus hankkeen kokonaiskustannuksista. Jossakin prosenttirajoissa kustannusosuus luonnollisesti liikkuu, mutta kiinteän prosenttimäärän asettaminen saattaa johtaa tutkimusten ja suunnittelun yli- tai alipainottumiseen. Jokainen tiesuunnittelutapaus on erilainen.

Sopiva tutkimuksiin sijoitettava rahamäärä esitetään usein optimoitavaksi tutkimuskustannusten ja riskikustannusten perusteella *kuvan 31* tapaan.



Kuva 31. Kokonaiskustannusten optimointi tutkimus- ja riskikustannusten perusteella.

Kuvan 31 riskikustannukset sisältävät suunnittelukustannukset, epäonnistumiskustannukset (murtumis-, sortumiskustannukset, jne.) ja mahdolliset muut vastaavat kustannukset. Kuvassa esitetty menettely on periaatteellinen (teoreettinen), koska sekä tutkimuskustannusten että riskikustannusten käyrän luominen on monesti hyvin vaikeaa. Lisäksi on vaikea ennustaa tutkimustulosten vaikutusta suunnittelupäätöksiin. Myös riskikustannusten funktion määrittämisessä on omat vaikeutensa alkaen mukaan otettavien tekijöiden huomioimisesta. Esimerkiksi tierakenteiden osalta mukaan on otettava rakenteiden suunnittelusta ja rakentamisesta aiheutuvat kustannukset, mutta käytön aikaisten kustannusten huomioiminen ja esimerkiksi liikenneonnettomuuksien jyvittäminen tierakenteen riskikustannuksiin on lähes mahdotonta.

5.2 Tutkimusten määrä

Vanhan rakenteen tutkimustavat, tutkimusten määrä ja ajankohta riippuvat monista eri tekijöistä. Lopputuloksen laatuun vaihtoehtoiset toteutustavat eivät kuitenkaan saa vaikuttaa, vaan luotettavat lähtötiedot on saatava menettelytavoista riippumatta.

Tutkimusten määrään perusparannettavalla tiellä vaikuttavat:

- tutkittavan tierakenteen tasalaatuisuus (rakentamisen suunnitelmallisuus)
 - käytettävissä olevan suunnitelman mukaan rakennettu tie
 - suunnitelman mukaan rakennettu tie, mutta suunnitelmaa ei ole käytettävissä
 - kevyen suunnitelman mukaan parannettu tie
 - ilman suunnittelua monien vaiheiden kautta syntynyt tie
- käytettävissä olevat aikaisemmat tutkimustiedot
 - yksityiskohtaiset ja luotettavat ko. tietä koskevat tiedot
 - yleisemmät ko. suunnitelma-aluetta koskevat tiedot
- tutkittavan tien kunto
 - hyväkuntoinen, mutta korjataan muista syistä (esim. levennys, suuntauksen

- muutos)
- pääosin hyväkuntoinen, vaurioita siellä täällä
- alueittain huonokuntoinen esim. pohjamaan vaihtelun mukaan
- huonokuntoinen

- tien vaurioiden laatu ja vakavuusaste
 - pääosin verkkohalkeamia
 - leveitä ja mutkittelevia halkeamia
 - pääosin tien poikkisuuntaisia kapeita halkeamia (pakkaskatkoja)
 - routaepätasaisuutta
 - painumia
 - stabiliteettiongelmia

5.3 Tutkimustapojen valinta

Tutkimusten järkevintä suoritustapaa ole mahdollista tarkkaan määritellä tietämättä käytettävissä olevaa kalustoa. Eri menetelmillä ja eri aikaan tehtävien tutkimusten tulee olla toisiaan täydentäviä ja varmentavia. Tästä johtuen tutkimusohjelma yleensä "elää" jonkin verran työn edistyessä. Maastossa toimivan tutkimusryhmän on hyödyllistä tietää tutkimusten tarkoitus niin, että ryhmä voi heti informoida suunnittelijaa / tutkimusten teettäjää, jos näyttää siltä, että jotakin asiaa pitäisi tutkia tarkemmin.

Tyypillisiä tutkimustarpeen lisäyksiä aiheuttavia syitä ovat esimerkiksi olemassa olevan tierakenteen muutoskohdan tarkistus tai perusoletuksesta poikkeavan rakennemateriaalin löytyminen. Pohjamaan osalta tällainen syy voi olla esim. kallion pinnan tai vettä johtavan kerroksen löytyminen routarajan läheisyydestä.

Tutkimuksia voidaan joskus vähentää / harventaa, jos tietyn alueen tulokset ovat jatkuvasti pisteestä toiseen samanlaisia. Tutkimusten vähentämiselle on kuitenkin aina oltava hyvät perustelut, eikä niin voida menetellä ilman teettäjän suostumusta.

Tutkimustapojen valintaan vaikuttavia yleisiä tekijöitä ovat mm.:

- käytettävissä olevat kalustot ja niiden käyttäjät
- tutkimushenkilökunnan osaaminen
- edellisen tutkimusvaiheen / toisen tutkimustavan antamat tulokset
- tutkimuskohteen sijainti / etäisyydet
- tutkimustyön laajuus
- maasto-olosuhteet
- olemassa olevan tierakenteen kunto.

5.4 Tutkimusten ajankohta

Tutkimukset on usein tarkoituksenmukaista tehdä vaiheittain, jolloin ensimmäisen vaiheen jälkeen päätetään jatkotoimenpiteistä ja niiden laajuudesta. Tämä pätee erityisesti laajoissa hankkeissa, joissa liian systemaattinen tutkimus alussa johtaa ylisuuriin tutkimusmääriin ja -kustannuksiin.

Ennen kaikkea kustannussyistä työkohteessa käyntien määrää on tarkoituksenmukaista rajoittaa yhdistelemällä tutkimukset sopiviksi kokonaisuuksiksi. Toistuvia maastokäyntejä ei kuitenkaan voida kokonaan välttää, sillä tutkimuksia on yleensä tehtävä sulan maan aikaan ja toisaalta maksimiroudansyvyyden aikaan. Sama tutkimusryhmä ei yleensä myöskään osaa tehdä kaikkia tutkimuksia. Eri tutkimusryhmät tarvitaan yleensä ainakin PTM-, GPS- ja maatutkamittauksiin sekä varsinaisiin pohjatutkimuksiin

Tutkimusten ajankohtaan / suoritusjärjestykseen vaikuttavat yleiset periaatteet ovat:

- ensin tehdään muita tarkemmin kohdistettavia tutkimuksia ohjaavat tutkimukset ja mittaukset
 - vauriokartoitus
 - maatutkaus
 - PTM -mittaus
- kattavaa tietoa nopeasti antavat tutkimukset tehdään tutkimusten alkuvaiheessa
 - PTM-mittaus
 - maatutkamittaus
- osa tutkimuksista on tehtävä sulan maan aikaan
 - koekuopat tai muut rakennetutkimukset
 - PPL -mittaukset
 - routanousun alkumittaus
- osa tutkimuksista on tehtävä maksimiroudansyvyyden aikaan
 - routanousun mittaus
 - roudan syvyyden
 - vauriokartoitus
 - PTM-mittaus (tasaisuus, sivukallistuksen muutos)
- maatutkaus tehdään joko sulan maan aikaan tai maksimiroudan syvyyden aikaan
 - hyvälaatuista maatutkausta ei voida tehdä sulamassa olevasta rakenteesta
 - routaraja saattaa vaikeuttaa maakerrosrajojen tulkintaa.

5.5 Uuden tierakenteen tutkimukset

5.5.1 Suunnitelman eri vaiheet

TPPT-suunnittelujärjestelmä ja sen mitoitusmenettelyt ovat tarkoitettut tien rakennussuunnitteluvaiheen tarpeisiin, mutta tietoa pohjaolosuhteista tarvitaan jo aikaisemmissakin suunnitteluvaiheissa. Aiempien suunnitteluvaiheiden tavoitteet poikkeavat rakennussuunnitelmavaiheen tavoitteista. Yhteise-

nä tavoitteena kaikissa vaiheessa on hyvän, koko suunnitteluiän toimivan tierakenteen suunnittelu sekä kustannusten minimointi (elinkaarikustannusajattelu).

Uuden tien suunnittelu jaetaan yleensä neljään vaiheeseen: tarveselvitys sekä yleis-, tie- ja rakennussuunnittelu. Tarveselvityksessä ei yleensä vaadita pohjasuhdetietoja kartta-aineiston ja yleisen geologiatiedon lisäksi. Yleissuunnitelmassa pyritään valitsemaan "tieuran" sijainti maastossa kohteesta riippuvassa tarkkuudessa. Tiesuunnitelmassa määritetään haltuun otettava tiealue sekä tehdään rakennuskustannusarvio. Rakennussuunnitelmavaiheessa tien sijaintia voidaan rajoitetusti siirtää tiealueen sisällä ja tiealueen ulkopuolelle ainoastaan erittäin painavista syistä. Tässä vaiheessa aiotut rakennustoimenpiteet tarkentuvat yksityiskohtaisiksi suunnitelmiksi piirustuksineen ja työselityksineen. Näitä vaiheita on kuvattu tarkemmin menetelmäkuvaus TPPT 21 "Tierakenteen mitoituksen lähtötietojen hankkiminen".

Tie- ja rakennussuunnitelmien välinen raja vaihtelee eri hankkeissa. Kokonaisvastuu-urakassa tarjousten antaminen perustuu yleensä tiesuunnitelmasiikirjoihin. Kokonaisvastuu-urakan tarjouksien järkevä toteuttaminen edellyttää riittäviä tutkimuksia jo tiesuunnitelmavaiheessa, jotta tarjouskilpailussa mukana olevien ei tarvitse täydentää tutkimuksia kuin enintään joiltakin rajoitetuilta alueilta.

Tiesuunnitelman tutkimusten määrän tulee olla sellainen, että tarvittava tiealue sekä rakentamisen kustannusarvio voidaan määrittää riittävällä tarkkuudella. Pehmeikkötutkimuksissa tulee varautua ainakin kahteen eri pohjavahvistusvaihtoehtoon, merkittävämmissä kohteissa useampaankin vaihtoehtoon. Tutkimuksia ulotetaan koko suunnittelualueen maapeitteisille osille sekä tarvittaessa myös kalliopaljastumille (tunnelit, syvät kallioleikkaukset). Myös mahdollisten läjitysalueiden sekä rakennusmateriaalien hankinta-alueiden pohjasuhdetietojen hankkiminen kuuluu tiesuunnitelmaan. Määrällisesti pohjatutkimusten painopisteen tulisi olla tässä suunnitteluvaiheessa, jolloin pohjanvahvistus- ja tien rakenneratkaisut saadaan riittävän luotettavasti määritetyksi.

Tielaitoksen julkaisussa /55/ [Tiesuunnitelman pohjatutkimukset. Suunnitteluohje. TIEL2180003. 1998] on esitetty tiesuunnitelmavaiheen pohjatutkimusten ohjelmointi yleisellä tasolla. TPPT-suunnittelujärjestelmän painuma- ja routamitoituksen vaatimukset pohjatutkimuksille eroavat perinteisistä vaatimuksista ja menettelyt on esitetty yksityiskohdissaan vastaavissa TPPT-menetelmäkuvausissa.

Rakennussuunnitelma on perinteisesti tehty tiesuunnitelman jatkoksi ilman tarkempaa tietoa rakennustyön toteuttajasta. Tällöin tiesuunnitelmavaiheen toteuttamistapoja harvoin muutetaan ja ne säilytetään urakoitsijasta riippumattomina perusratkaisuina. Vaihtoehtoisesti rakennussuunnitelman teko voidaan sisällyttää kokonaisvastuu-urakkaan, jolloin käytettävissä olevat rakennusmenetelmät ja kalustot ovat suunnittelijan tiedossa. Tämä voi merkitä

edellisen vaiheen pohjavahvistus- ja rakenneratkaisuihin suuriakin muutoksia.

Yksityiskohtaisen rakennussuunnitelman tekeminen edellyttää aina olemassa olevien pohjasuhtetietojen täydentämistä pehmeiköiltä, taitorakenteiden (sillat, rummut tms.) kohdilta sekä pohjanvahvistus- ja rakenneratkaisujen muuttumiskohdilta. Lisäksi valittujen ratkaisujen vaihtaminen toisiin, luiska- ja melusuojaukset, maisemanhoidolliset täytöt, valaistus, liikenteenohjaus yms. aiheuttavat lisätutkimustarvetta. Tielaitoksen julkaisuissa /48/ [Teiden pehmeikkötutkimukset. TIEL 28/1998] ja /51/ [Tieleikkausten pohjatutkimukset. TIEL3200354. 1995] on esitetty pohja- sekä laboratoriotutkimusten määrää ja laatua eri suunnitteluvaiheissa perinteisellä suunnittelun vaiheistuksella. Näissä julkaisuissa on esitetty myös käytettäviä kairausmenetelmiä. Julkaisujen perusteella voidaan perustapauksissa ohjelmoida pohjatutkimukset, kun otetaan huomioon TPPT- suunnittelujärjestelmän menetelmäkuvauksissa olevat tarkennukset. Julkaisussa /41/ [Siltojen pohjatutkimukset. TIEL 1/1999] on esitetty siltojen asettamia erityisvaatimuksia pohja- ja laboratoriotutkimuksille.

5.5.2 Yleiset vaatimukset lähtötietojen hankinnalle

Uuden tierakenteen suunnittelun ja mitoituksen lähtötietoina tarvitaan pohjatutkimusten lisäksi seuraavat tiedot, joilla saattaa olla merkitystä myös tutkimusten ohjelmointiin ja toteutukseen:

- tarkastelujaksona rakenteeseen kohdistuva liikennesäätö
- tarkastelujaksona rakenteeseen kohdistuva ilmastorasitus
- rakennuspaikan pohjasuhteet (luonnollinen tai "käsitelty" pohjamaa)
- käytettävät rakennemateriaalit ja niiden ominaisuudet: sitomattomat materiaalit, bitumilla ja sementillä sidotut materiaalit, vahvisteet, routaeristeet, kevyet täytteet
- suunniteltu tien tasausviiva. Tiesuunnittelun alkuvaiheessa määritelty tasausviiva muodostaa painumalaskennan lähtötiedon. Tasausviivan mahdolliset muutokset, jotka tapahtuvat tiesuunnittelun edistyessä, otetaan huomioon painuman laskennassa, stabiiliteettitarkasteluissa ja routanousumitoituksessa.

TPPT-suunnittelujärjestelmälle ominaisia asioita lähtötietojen hankinnassa ovat mm:

- sähköinen maavastusluotaus ja sen tulkinta maakerrosten vesipitoisuudeksi ja kokoonpuristuvuudeksi
- radiometrinen tiheyden ja vesipitoisuuden mittaus
- läpäisevän maakerroksen tunnistaminen painumalaskentaa varten (pohjamaan/alusrakenteen routimiskertoimen (SP) määrittäminen laboratorio- tutkimuksin tai lähialueen teiden maastomittauksista (alueittain tulkittuna)
- pohjamaan alueellisten maalajiparametrien ym. tietojen tallennus ja hyödyntäminen ko. alueen tierakenteiden suunnittelu- ja mitoitus- tehtävissä.

5.5.3 Painumalaskennan lähtötiedot

TPPT-suunnittelujärjestelmän painuman laskentamenettely perustuu jatkuvan maastomallin muodostamiseen tielinjan pohjamasta ensisijaisesti ns. pikselimallina. Pikselimallin maan ominaisuuksia kuvaavat lähtötiedot saadaan sähköisellä vastusluotauksella (menetelmäkuvaus TPPT 9 "Sähköinen vastusluotaus tien painumalaskennan lähtötietojen hankkimisessa") ja täydentävillä pohjatutkimuksilla (menetelmäkuvaus TPPT 10 "Radiometrinen reikämittaus", TPPT 11 "CPTU-kairaus" ja TPPT 12 "Läpäisevän kerroksen määrittäminen painumalaskennan tarpeisiin"). Lähtötietojen hankinta on tarkoituksenmukaista vaiheistaa. Tutkimukset tulee kohdistaa ensisijaisesti siten, että lähtökohtana on tielinjan "saviaaltaat". Laskentamenettely ja sen edellyttämät tutkimukset on esitetty yksityiskohdissaan menetelmäkuvaus TPPT 19 "Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pikselimallilla".

5.5.4 Routamitoituksen lähtötiedot

Routamitoituksessa (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus") lasketaan tien pinnan routanousu vaihtoehtoisille rakenneratkaisuille käyttäen mitoituslaskennan pakkasmäärää (menetelmäkuvaus TPPT 4 "Ilmastorasitus. Pakkasmäärän ja sulamiskauden pituuden määrittäminen"). Tienpinnan routanousun laskentaa varten tarvitaan tiedot mm. pohjamaan routanousuominaisuuksista ja lämpöteknisistä ominaisuuksista sekä routimattoman tierakenteen kerrospaksuuksista ja lämpöteknisistä ominaisuuksista (menetelmäkuvaus TPPT 8 "Lämmönjohtavuuden määrittäminen"). Routamitoitusta varten suunniteltava tielinja jaetaan pohjamaaltaan / alusrakenteeltaan tasalaatuisiin osa-alueisiin, joille arvioidaan routimiskerroin (menetelmäkuvaus TPPT 7 "Routimiskertoimen määrittäminen" ja TPPT 6 "Routanousukoe. Routimiskertoimen (SP) kokeellinen määrittäminen"). Tasalaatuisuus todetaan maanäytetutkimuksin (lähinnä savipitoisuus), joiden määrä ja sijoittelu määräytyy alueen geologiatiedon, kartta-aineiston, olemassa olevan pohjatutkimustiedon ja maastotarkastelun perusteella. Näytteiden tulee edustaa sitä pohjamaakerrosta, joka routaantuu tierakenteen alla.

5.5.5 Kuormituskestävyysmitoituksen lähtötiedot

Tierakenteen kuormituskestävyysmitoituksessa rakennekerrokset oletetaan ideaalisesti kimmoisiksi eli niissä ei teorian mukaan tapahdu pysyviä deformatioita eikä leikkautumista. Mitoituskriteerinä käytetään päällysteen alapinnan vaakasuoraa vetomuodonmuutosta. Mitoituksessa tulee tuntee rakennekerroksissa käytettävien materiaalien moduulit ja Poissonin luku, jotka tulee tutkia laboratoriokokein (TPPT raportti "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille" TIEH 66/2001). Liikennekuormitus määritetään menetelmäkuvaus TPPT 3 "Liikennekerroksen laskeminen" mukaisesti. Mitoituksen edellyttämät lähtötiedot ja niiden hankintamenettely on yksityiskohtaisesti lueteltu menetelmäkuvaus TPPT 17 "Kuormituskestävyysmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen".

5.6 Rakenteen parantamisen tutkimukset

5.6.1 Yleiset vaatimukset lähtötietojen hankinnalle

Tierakenteen parantamishanke on jaettavissa esim. kolmeen erilaiseen tapaukseen:

- tien parantaminen suuntausta ja tasausta muuttamalla,
- tierakenteen parantaminen nykyisessä geometriassa pitäytymällä tai
- näiden kahden parantamistavan yhdistelmä.

Suuntauksen ja / tai tasauksen parantaminen edellyttää yleensä tiealueen muuttamista, jolloin laaditaan myös erillinen tiesuunnitelma. Suuntauksen ja tasauksen merkittävät korjaukset ovat verrattavissa uuden tien rakentamiseen, joiden osalta myös lähtötietojen hankinnassa pätevät luvussa 5.5 esitetyt asiat.

Tierakenteen parantamista varten tarvitaan yleensä vähän uusia varsinaisia pohjatutkimuksia. Painopiste on erilaisissa vanhan tien mittauksissa, rakennetutkimuksissa ja arkistotietojen sekä suunnitelma-aineiston keräämisessä. Rakenteen korjauksen suunnittelu jaetaan esiselvitykseen, alustavaan suunnitelmaan sekä korjaussuunnitelmaan (esim. menetelmäkuvaus TPPT 21 "Tierakenteen mitoituksen lähtötietojen hankkiminen"). Tiesuunnitelma tehdään tarvittaessa. Esiselvitykseen ja alustavaan suunnitelmaan kuuluvat valmiin tiedon keruu, silmämääräiset tarkastukset ja suunniteltavan kohteen ensisuunnittelussa ja rakentamisessa mukana olleiden henkilöiden haastattelut sekä pääosin mittaukset ja pohjatutkimukset. Varsinaisessa korjaussuunnitelmassa voidaan mittaus- ja pohjatutkimusaineistoa täydentää, pääpainon ollessa kuitenkin alustavan suunnittelun puolella.

Rakenteen parantamishanke voi olla hyvin rajoittunut, esimerkiksi yksittäisen pehmeikön painumisvaurioiden korjaaminen. Tielaitoksen julkaisussa /36/ [Rakenteen parantamista edeltävät tutkimukset. TIEL2140015.1999] on esitetty yleiset ohjeet rakenteen parantamiseen liittyvistä tutkimuksista.

TPPT-suunnittelujärjestelmän erityispiirteitä parannettavien tierakenteiden mitoituksen lähtötietojen ohjelmoinnissa ja hankinnassa ovat mm:

- sähköinen maavastusluotaus ja sen tulkinta painuvien maakerrosten vesipitoisuudeksi ja kokoonpuristuvuudeksi
- radiometrinen tiheyden ja vesipitoisuuden mittaus
- vanhan tien routanousun mittaus (GPS) tai vaaitus 2-5 m välein tien pituussuunnassa
- pohjamaan/alusrakenteen routimiskertoimen (SP) määrittäminen laboratorio- tutkimuksin tai maastomittauksista (tiellä jatkuvana ja alueittain tulkittuna)
- vanhan tien pudotuspainomittaukset 20 - 50 m välein tien pituussuunnassa
- pohjamaan alueellisten maalajiparametrien ym. tietojen tallennus ja hyödyntäminen ko. alueen tierakenteiden suunnittelu- ja mitoitus tehtävissä

Rakenteen parantamisen yhteydessä selvitetään vanhasta rakenteesta:

- tierakenteen kunto (vauriot, tasaisuus),
- vaurioiden syyt,
- rakennetiedot (kerrospaksuudet, materiaalit),
- toimenpidehistoria,
- pohjamaa,
- kuivatus,
- rakenteeseen kohdistuva liikennesäätös ja
- ilmasto.

Rakenteen parantamisen tarve ja parantamismenetelmät määritetään rakenteen tilan perusteella. Tällöin on tunnettava vaurioiden laatu ja sijainti sekä arvioitava alustavasti vaurioitumiseen vaikuttavat tekijät (vauriodiagnosi). Tämän perusteella määritetään tarvittavat tutkimukset, joilla on toisaalta todettava vaurioitumisen syyt ja toisaalta turvattava korjausrakenteen suunnittelussa tarvittavat mitoituksen lähtötiedot. Vaurioiden kartoitus on esitetty menetelmäkuvaus TPPT 15 "Tien vauriokartoitus". Pintakunnon mittaus on esitetty menetelmäkuvaus TPPT 16 "Palvelutasomittaus (PTM) tien rakenteen parantamisen suunnittelussa". Tien korkeustason muutosten mittaus on tärkeä lähtötieto vaurioitumisen syytä arvioitaessa. Sitä käsitellään menetelmäkuvaus TPPT 14 "Routausun ja painuman mittaus".

Teiden kuntoa tiestön yleisen kunnan hallinnan tarkoituksessa seurataan määräajoin toistuvien mittausten ja vaurioinventoinnein. TPPT-suunnittelu-järjestelmässä näitä toimenpiteitä tarkennetaan ja täydennetään vähintään noin vuosi etukäteen aloitettavalla tutkimuksella ja mittauksilla.

Rakenteen parantamisen suunnittelun ja mitoituksen lähtötietoina, joilla saattaa olla merkitystä tutkimusten ohjelmointiin ja toteutukseen, tarvitaan:

- tarkastelujaksona rakenteeseen kohdistuva liikennesäätös (kuormituskestävyyssäätös)
- tarkastelujaksona rakenteeseen kohdistuva ilmastorasäätös (routamäätös)
- rakennuspaikan pohjasuhteet (luonnollinen tai "käsitelty" pohjamaa)
- vanhan rakenteen tila (vauriot, tasaisuus, routausprofiili, kerrospaksuudet ja -materiaalit sekä kuivatus)
- käytettävät rakennemateriaalit ja niiden ominaisuudet: sitomattomat materiaalit, bitumilla ja sementillä sidotut materiaalit (TPPT-raportti: Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalinvalinnoille. TIEH 66/2001) sekä vahvistet.
- suunniteltu tien tasausviiva. Tien suunnittelun alkuvaiheessa määritetty tasausviiva muodostaa painumalaskennan lähtötiedon. Tasausviivan mahdolliset muutokset, jotka tapahtuvat suunnittelun edistyessä, otetaan huomioon sekä painuman laskennassa että routausmäärittämisessä.

5.6.2 Painumalaskennan lähtötiedot

Rakenteen painumalaskenta ja sitä varten hankittavat tiedot sekä niiden hankintamenettelyt vanhalla jo olemassa olevalla tiellä esitetty menetelmä-

kuvauksessa TPPT 19 "Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pikselimallilla". Vanhan tien osalta suunnitteluprosessi sisältää pääsääntöisesti samat vaiheet kuin uudenkin tien osalta. Lisätehtäviä aiheutuu kuitenkin mm. olemassa olevan kuormituksen, jo tapahtuneen painuman ja konsolidoitumisasteen laskennasta.

5.6.3 Routamitoituksen lähtötiedot

Routamitoituksessa lasketaan tien pinnan routanousu vaihtoehtoisille rakennratkaisuille käyttäen mitoitustalven pakkasmäärää aivan samoin kuin uudenkin tien routamitoituksessa. Uuden tien routamitoituksesta poiketen vanhan tien tapauksessa routanousun laskennan lähtötietojen hankinnassa voidaan ja tulisiikin käyttää apuna vanhan tierakenteen tilaa kuvaavia mittauksia: routanousu- ja tasaisuusmittauksia, vauriokartoituksia sekä rakennekerrostietoja jne. Routanousu- ja routansyvyysmittauksista voidaan määrittää pohjamaan ja rakennekerrosten routimiskerroin (menetelmäkuvakset TPPT 7 "R". Tien vauriokartoituksella (menetelmäkuvaukset TPPT 15 "Tien vauriokartoitus") saadaan lisätietoa esim. erilailla routivista osuuksista.

5.6.4 Kuormituskestävyysmitoituksen lähtötiedot

Vanhan tien tapauksessa kuormituskestävyyden lähtötietojen hankinnassa korostuu vanhan tien rakennekerrosten paksuuksien ja kerrosten ominaisuuksien (moduulien) määrittäminen (menetelmäkuvaukset TPPT 13 "Tien rakennekerrostutkimukset", TPPT 1 "Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus)" ja TPPT 2 "Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta"). Tarvittavia lähtötietoja ja niiden hankintamenettelyitä on esitetty yksityiskohtaisemmin menetelmäkuvauksessa TPPT 17 "Kuormituskestävyysmitoitus. Päälysrakenteen väsyminen".

5.6.5 Tutkimusten ja mittausten paikkatietojen luotettavuuden varmistus

Lähtötietojen ohjelmoinnin yhteydessä laaditaan tarvittaessa erillinen suunnitelma mittausten järjestelyistä, jossa on esitetty mittausten ja tutkimusten suoritusajankohdat, suoritusjärjestys, maastossa tarvittavat laitteet ja välineet sekä mittausten paikannus- ja tallennustavat.

Tutkimusten ja mittausten sidonta ja paikantaminen samaan, toistettavasti löydettävään mittausjärjestelmään on ehdoton edellytys tulosten oikealle tulokinnalle. Pohjatutkimukset ja muut pisteittäiset tutkimukset on luontevaa sitoa koordinaatistojärjestelmään. Suuremman ongelman muodostavat erilaiset linjamittaukset, joissa paikannus perustuu etäisyysmittaukseen matkamittarilla. Tällaisia mittauksia ovat PTM-mittaus, maatutkamittaus, vauriokartoitus jne. Tyypillistä näille mittauksille on se, että niitä saatetaan toteuttaa eri vuodenaikoina ja perättäisinä vuosina.

Erityisen tärkeää on merkitä matkamittauksen alku- ja loppupisteet maastoon niin selvästi ja pysyvästi, että seuraavatkin mittaajat voivat aloittaa mittauksen tarkalleen samasta pisteestä riippumatta vuodenajasta tai vuodesta. Yhden ongelman muodostaa erot eri etäisyysmittausjärjestelmien välillä. Suunnitelmissa esitetty linjalaskenta perustuu pelkään vaakakoordinaatioon, joten siitä lasketut etäisyydet (suunnitelman paalutus) ovat vaakaeäisyyksiä. Samoin GPS - mittausten perusteella laskettava etäisyys lasketaan yleensä pelkästään vaakaeäisyytenä. Mittausautoissa käytetyt matkamittarit puolestaan mittaavat todellista matkaa tien pintaa pitkin, jolloin mitattuun etäisyyteen vaikuttavat myös korkeuserot. Näiden mittaustapojen välinen matkaero ei ole kovin merkittävä, mutta se on tiedostettava. Esimerkiksi 10 km matkalla, jonka keskimääräinen pituuskaltevuus on 2 %, ero on noin 2 metriä.

Mittaukset tulisi sitoa sekä alku- että loppupisteeseen, jolloin mahdollisten korjausten tekeminen on helpompaa ja selvempää. Lisäksi toistuvien mittausten tulisi aina kulkea samassa kohtaa etukäteen sovitulla linjalla tiepoikki-leikkausta: urien välissä, oikeassa ajourassa jne. Esimerkiksi 0,5 metrin oikaisu, kun kaarresäde on 500 m ja kaarrepituus 250 m, lyhentää matkaa 0,5 metrillä.

6 TIEN PAINUMALASKENTA

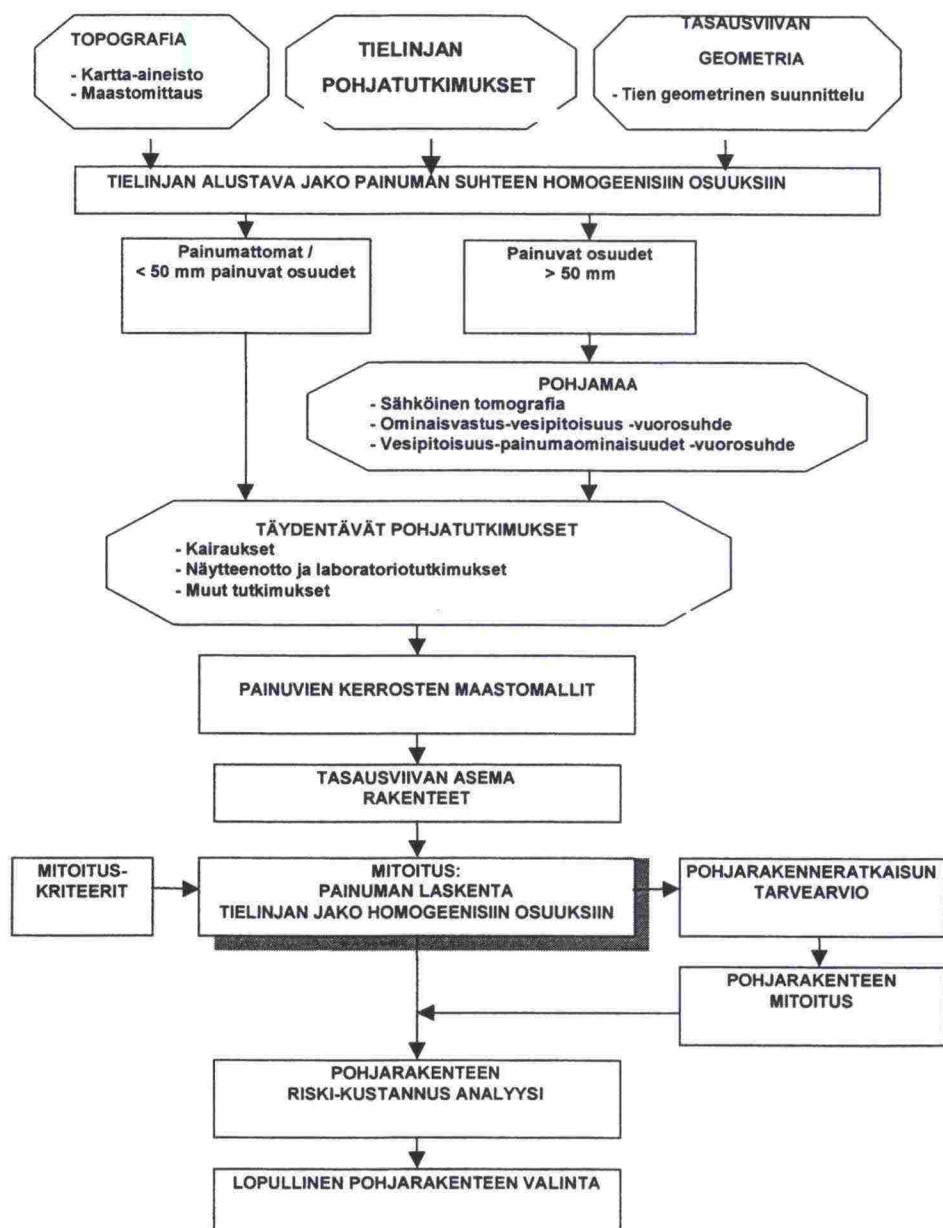
6.1 Painumalaskennan periaatteita

TPPT- suunnittelujärjestelmän mukainen tien painuman laskenta poikkeaa monilta osiltaan tavanomaisesta painuman laskennassa tällä hetkellä (2001) noudatettavasta käytännöstä. Olennaisin muutos on maapohjaa koskevien lähtötietojen jatkuva kuvaus ja painumien laskenta jatkuvana profiilina tien pituussuunnassa.

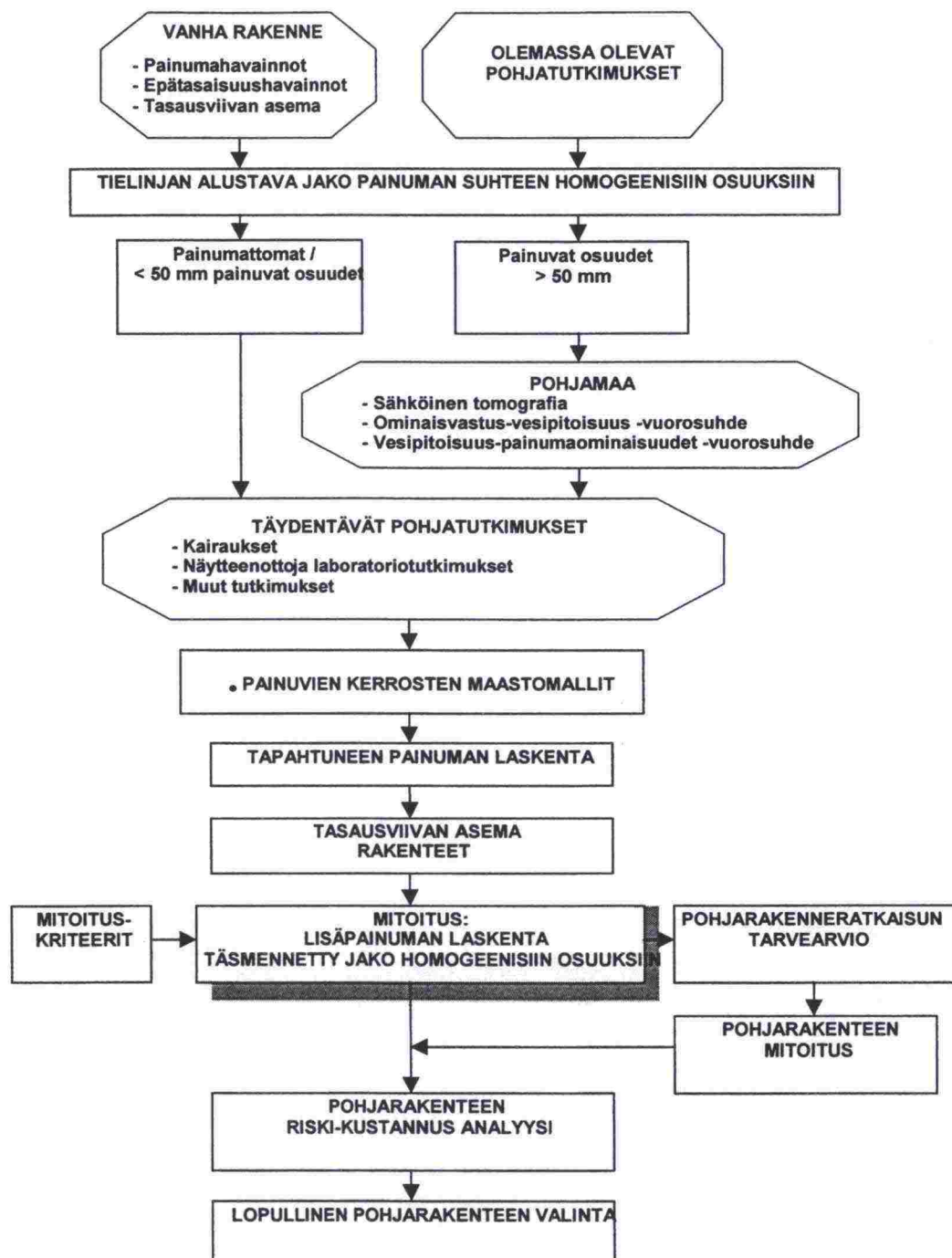
TPPT-suunnittelujärjestelmän mukainen tien painumalaskenta suoritetaan TPPT:ssä kehitetyllä TSARPIX-laskentaohjelmalla, jota täydentää RAIPIX-lähtötietojen käsittelyohjelma. Painuman laskentamenettely (TSARPIX-ohjelma) perustuu jatkuvan painuman maastomallin muodostamiseen ns. pikselimallina. Maan painumaominaisuuksia kuvaavat pikselimallin lähtötiedot saadaan sähköisestä vastusluotauksesta. Painuman maastomalli muodostuu tasotapauksessa (tien pituussuunnassa tai tien poikkisuunnassa) pienistä suorakaide-elementeistä, joissa elementtikohtaisista painumaominaisuuksista pääosa määritetään sähköisestä vastusluotauksesta muodostettavan vesipitoisuustomografian avulla.

TPPT-suunnittelujärjestelmässä painumalaskennan tuloksia käytetään ensisijaisesti pohjamaan painumapotentiaalin tunnistamiseen ja eri tavalla painuvien tienlinjaosuuksien paikallistamiseen. Jos pistekohtaiselle painumalle halutaan laskea "tarkkoja" absoluuttisia arvoja, niin silloin tulee käyttää perinteisiä painuman laskennan menetelmiä ja tarkasteluun voidaan tarvittaessa liittää myös sekundaaripainuman arviointi. TPPT-suunnittelujärjestelmässä ei sekundaaripainumaa käsitellä.

Uuden tien painuman hallinta on esitetty prosessikaaviona kuvassa 32 ja jo olemassa olevalla tiellä kuvassa 33. Vanhan tien painumalaskentaprosessi sisältää pääsääntöisesti samat vaiheet kuin uudenkin tien painumalaskenta. Lisätehtäviä aiheutuu kuitenkin mm. olemassa olevan kuormituksen, jo tapahtuneen painuman ja pohjamaan konsolidoitumisasteen laskennasta.



Kuva 32. Painuman laskenta ja pohjarakennustavan valinta uudelle tielle, periaatekaavio.



Kuva 33. Painuman laskenta ja pohjarakennustavan valinta olemassa olevalla tiellä, periaatekaavio.

6.2 Tielinjan painumatarkastelut

6.2.1 Vakavuuslaskelmat

Ennen painumatarkasteluja tien alueellinen vakavuus ja tiepenkereiden sekä tieleikkauksien vakavuus arvioidaan tien geotekniseen suunnitteluun liittyen. Jos alustavien tarkastelujen perusteella on syytä epäillä vakavuuden riittävyyttä, selvitetään vakavuus tarkemmin laskelmin.

Vakavuuslaskelmissa noudatetaan julkaisun /49/ [Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet, TIEH 2100002-01. 2001] ohjeita ja niissä esitettyjä osavarmuuslukuja. Vakavuustarkastelu tehdään sekä työnaikaisille että käyttötilan kuormitustilanteille. Lisäksi tarkasteluissa otetaan huomioon eri perustamistapojen sekä pohjanvahvistusten vaikutus vakavuuteen ja sen laskentatapaan. Näiden eri seikkojen vaikutus on yleisellä tasolla esitetty ohjeessa /9/ [Geotekniset laskelmat, TIEL 2180002.1996].

Laskennassa tarkasteltavat leikkaukset tulee valita siten, että vakavuutta tarkastellaan vaarallisimmassa suunnassa. Tällöin tulee kiinnittää erityistä huomiota lähistöllä mahdollisesti sijaitsevien (vesi)uomien ja tieleikkausten suuntaan. Laskelmia tulee suorittaa sellainen määrä, että vaarallisimmat liukupinnat pystytään selvittämään.

6.2.2 Alustava painumatarkastelu

TPPT -suunnittelujärjestelmän mukaista painumalaskentaa varten maapohja painumaominaisuuksineen kuvataan tielinjan suunnassa jatkuvana (painuman maastomalli). Jatkuva kuvaaminen on kuitenkin tarpeen vain sellaisilta tielinjan osilta, joilla on odotettavissa yli 50 mm painumia 10...20 vuoden aikana. Tästä syystä sähköisten vastusmittausten suorittamistarpeen paikantamiseksi tehdään alustava tien painuman arviointi.

Alustavassa painuman arvioinnissa tutkittavat kohteet valitaan uuden tien tapauksessa maaston topografiaan ja alueen / maaperän geologiseen synthyistoriaan perustuen. Topografiatietojen perusteella muodostetaan alustava käsitys pehmeikköjen sijoittumisesta tielinjalla ja tähän tietoon pohjautuen suoritetaan sähköisen mittauksen ohjelmointi. Mittauslinjojen sijoittamista on tarkasteltu yksityiskohtaisesti sähköisen mittauksen menetelmäkuvauksessa TPPT 9 "Sähköinen vastusluotaus tien painumalaskennan lähtötietojen hankkimisessa".

Vanhan tien alustavan painumatarkastelun lähtötietona tarvittava tieto maaston pinnan muodoista (topografista) haetaan ensisijaisesti vanhan tien suunnitteluasiakirjoista (tie- ja rakennussuunnitelmat ym.). Näistä selviää yleensä myös muita suunnittelun alkuvaiheessa tarpeellisia ja hyödynnettävissä olevia tietoja, kuten pohjavedenpinnan sijainti ja kerrosrajat. Suunnitteluprosessissa tarvitaan myöhemmin lähtötietona myös tien pinnan korkeustaso.

Alustava maapohjan painumaherkkyyden tulkinta pohjautuu sähköisessä mittauksessa saatuun vastusjakautumaan. Karkeasti jaotellen vastuksen ollessa $R > 500 \Omega\text{m}$ maakerrosta voidaan pitää kokoonpuristumattomana ja vastuksen ollessa $R < 500 \Omega\text{m}$ on kokoonpuristuminen mahdollista.

Perusparannussuunnitelman tasausviivan sijainnista saadaan laskettua rakenteeseen aiheutuvat lisäkuormitukset (tien pinnan korotus, tien leventäminen). Olemassa olevien rakennekerrosten paksuus määritetään maatutkalla ja kalibroidaan joko koekuoppia kaivamalla tai näytteenotolla (menetelmäkuvaus TPPT 13 "Tien rakennekerrostutkimukset"). Pohjamaalle aiheutuva kuormitus arvioidaan kerrospaksuuksien ja lisäkerrosten paksuuden perusteella olettaen materiaalien tilavuuspainoksi 20 kN/m^3 tai käyttäen koekuo-pasta / näytteenotosta saatavaa tarkempaa informaatiota rakennekerrosten painosta.

Kun vesipitoisuustomografian tietoihin sovelletaan homogeenisille kerroksille määritettyjä yleisiä vuorosuhteita (C_c -w, k-w, c_v -w), voidaan yhdessä edellä selitetyllä tavalla hankittujen tietojen kanssa luoda kohteesta painuman maastomallin ensimmäinen versio. Ensimmäisen version pohjalta suoritetaan alustava tien painumalaskenta maapohjan painumaherkkyyden (painumapotentialiaalin) toteamiseksi. Tässä vaiheessa laskettu painuma vastaa normaalisti konsolidoitunutta tilaa.

Vanhan tien yhteydessä painumaherkkyystarkasteluun sisällytetään myös konsolidoitumistilan ja tapahtuneen painuman jälkilaskenta. Laskentaparametrit määritetään tien ulkopuolelta otaksuen niiden edustavan alkuperäistä, ennen tien rakentamista vallinnutta tilaa. Jo tapahtuneet painumat lasketaan lähtien olemassa olevan tien rakentamisajankohdasta. Tarkasteluhetken jälkeen tapahtuvat painumat (odotettavissa olevat lisäpainumat) lasketaan tarkasteluajankohdan ja jo tapahtuneiden painumien välisenä erotuksena.

Alustavalla painumalaskelmalla saadaan riittävän tarkka tieto tien epätasaisista painumista ja painumapotentialialista lisäpohjatutkimusten ohjelmointia ja sijoittamista varten. Tie voidaan sen jälkeen jakaa pituussuunnassa samalla tavalla painuviin, homogeenisiin osuuksiin ilman tarkkaa tietoa ylikonsolidaatioasteesta. Osuudet luokitellaan:

- painuman kannalta merkityksettömiin osuuksiin,
- osuuksiin, joissa painumat ovat esimerkiksi
- 50...200 mm,
- 200...500 mm
- yli 500 mm ja
- näiden siirtymäalueisiin, joiden tunnistaminen on myös tärkeää.

6.2.3 Täydentävät tutkimukset

Alustavan painumatarkastelun tulosten perusteella ohjelmoidaan lisätutkimukset. Lisätutkimukset suunnitellaan uudella ja vanhalla tiellä samojen periaatteiden mukaisesti. Lisätutkimuksia suoritetaan ensisijaisesti radiometrisillä menetelmillä ja huokospainekärjellä varustetulla puristinkairalla - CPTU.

Radiometrisen mittauksen tai muun vesipitoisuustiedon antavan mittauksen, esim. näytteenoton, tuloksia käytetään "avaimena" muunnettaessa sähköisellä mittauksella saatava ominaisvastusjakauma vesipitoisuustomografiaksi.

Kerrosrajat on suositeltavinta määrittää CPTU-kairauksella. Kairaukset sijoitetaan kohtiin, joissa kerrosrajavaihtelut ovat tien epätasaisen painuman syntymisen kannalta kriittisiä. CPTU-kairauksella tunnistetaan myös kokoonpuristuvien kerrosten sisällä mahdollisesti olevat painumanopeuden laskeamisessa tarvittavan läpäisevän reunaehdon muodostavat kerrokset (menetelmäkuvaus TPPT 11 "CPTU - kairaus").

Luotettava painuman ja painumaeron laskenta edellyttää myös luotettavaa maapohjan vedenjohtavuuden ja konsolidaatiotilan tuntemista. Pelkän vesipitoisuuden avulla voidaan kuitenkin alustavasti arvioida ne kohdat, joissa on odotettavissa suurimmat kokonaispainumaerot. Painumaominaisuuksien tarkempaa määrittystä varten kohteesta otetaan häiriintymättömät näytteet ödometrikokeita varten. Näytteenottopisteiden paikat ja tasot määritetään vesipitoisuustomografian perusteella siten, että ödometrikokeita tulee tehtäväksi eri vesipitoisuuksia edustavista kerrostumista. Painumakokeiden perusteella muodostetaan jatkotarkasteluja varten paikkakohtainen C_c -w-vuorosuhde. Painumakokeesta saadaan lisäksi tietoa maakerrosten vedenläpäisevyysominaisuuksista (c_h , c_v , k_x , k_y) ja ylikonsolidoitumisasteesta (OCR). Vedenläpäisevyyskerroin (konsolidaatiokerroin) voidaan ödometrikokeen sijasta määrittää CPTU:n huokospaineen purkautumiskokeen perusteella.

6.2.4 Tarkennettu painumatarkastelu

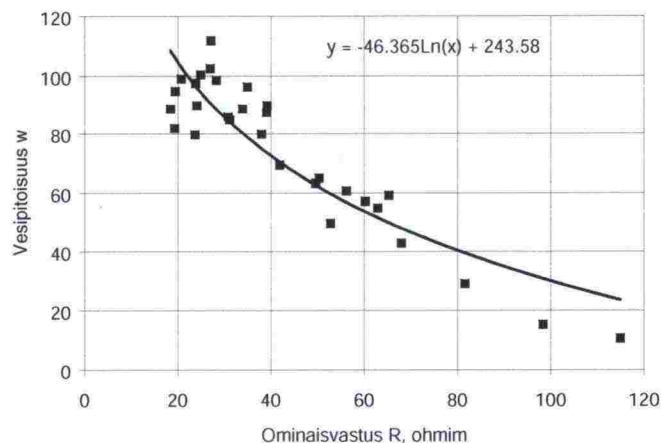
Jotta maakerrosten ominaisvastukset voidaan muuntaa kerrosten vesipitoisuuksiksi, tarvitaan tieto jonkin tai joidenkin sähköisellä mittauksella mitattujen pisteiden vesipitoisuusprofiileista. Koska savikerroksen ominaisvastus riippuu vesipitoisuuden lisäksi mm. saven mineraalikoostumuksesta, määritetään vesipitoisuusmuunnos vähintäänkin savikkoallaskohtaisesti. Tarvittavien tutkimuspisteiden määrä arvioidaan alueen sedimentoitumisprosessin (geologisen muodostumisen) perusteella.

Vesipitoisuusmuunnos tehdään joko määrittämällä vesipitoisuus pistekohtaisesti, radiometrisin gamma- ja neutronmittauksin (menetelmäkuvaus TPPT 10 "Radiometrisen mittaus") tai vesipitoisuus määritetään näytteistä. Radiometriseen mittaukseen perustuva menettelytapa on suositeltavampi ja taloudellisempi ja sen avulla voidaan määrittää vesipitoisuusprofiili jatkuvana tai lähes jatkuvana.

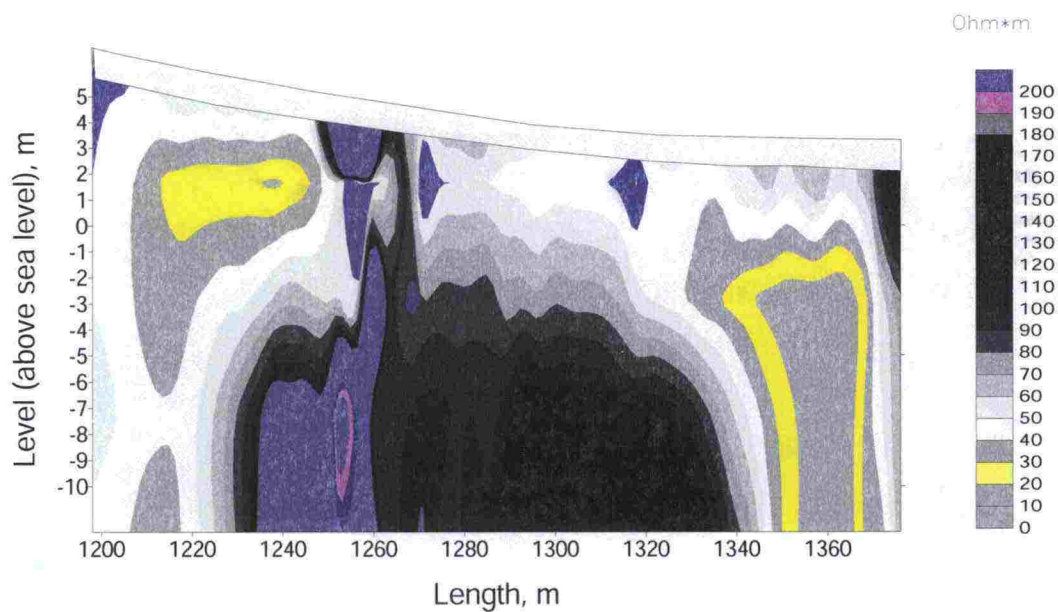
Paikkakohtainen ominaisvastus-vesipitoisuus -vuorosuhteen sovitusfunktio pistepareille voidaan tehdä RAIPIX -ohjelmalla käyttäen hyväksi kaikkia eri vesipitoisuusmääritysten arvoja. Ominaisvastuksen ja vesipitoisuuden välinen vuorosuhde muodostuu edellä kuvatulla menettelyllä *kuvan 34* mukai-

seksi (esimerkki). Laajemman aineiston yleistävä vuorosuhde on piirretty *kuvaan 34* yhtenäisellä viivalla.

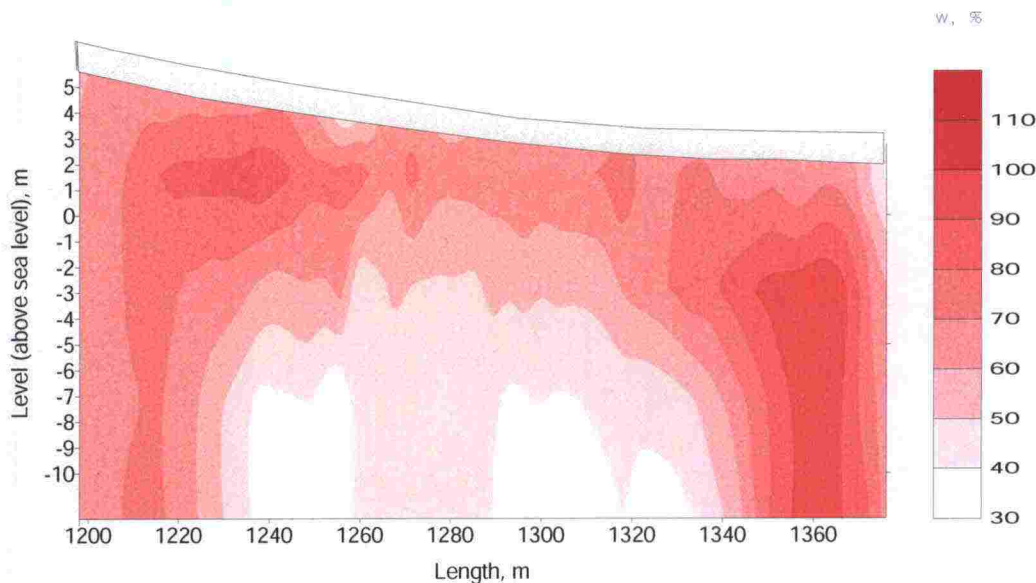
Paikkakohtaisen ominaisvastus-vesipitoisuus -vuorosuhteen avulla jatkuva ominaisvastusjakautuma (esimerkkinä *kuva 35*) voidaan nyt muuttaa jatkuvaksi vesipitoisuusjakautumaksi (*kuva 36*).



Kuva 34. Vesipitoisuus-ominaisvastus -vuorosuhde (esimerkki)



Kuva 35. Topografiakorjattu jatkuva ominaisvastusjakautuma (esimerkki).



Kuva 36. Topografiakorjattu jatkuva vesipitoisuusjakautuma (esimerkki).

6.2.5 Aika-painumatarkastelu tien pituusleikkauksessa

Täydentävillä pohjatutkimuksilla saatujen tietojen perusteella luodaan painuman maastomallista uusi tarkennettu versio. Tällä maastomallilla laskeaan painumat ajan ja paikan funktiona. Painumista saadaan edelleen laske-
tettua tien tasaisuutta kuvaavat arvot ja sitä kautta määritettyä painuman vaikutukset tien elinikään. Painuman laskenta suoritetaan TSARPIX-ohjelmalla (ohjelman kuvaus menetelmäkuvausten TPPT 19 "Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pixelimallilla" liitteenä).

6.2.6 Pohjarakenteen valinta painuman perusteella

TPPT- suunnittelujärjestelmässä painumalaskennalla tunnistetaan tielinjan painumapotentiaali, jolloin pystytään erottelemaan painumien johdosta tiehen mahdollisesti epätasaisuutta aiheuttavat alueet. Painumalaskennan tulosten perusteella tielinja voidaan jakaa homogeenisiin osuuksiin. Saatujen tulosten perusteella voidaan edelleen arvioida pohjarakenneratkaisujen tarve kullakin alueella ja suorittaa pohjarakenteen mitoitus.

Niille osuuksille, joiden sallitut painuma- ja tasaisuusarvot käyttöaikana (esim. 30 vuotta) ylittyvät, suoritetaan pohjarakenteen valinta. Rakenteet pyritään valitsemaan siten, että rakenteiden pituus (homogeeniset osuudet), siirtymärakenteita lukuunottamatta on vähintään 100 m. Kullekin osuudelle valitaan ensin esimerkiksi kolme toimivuudeltaan lähes samanarvoista rakennetta. Tämän jälkeen suoritetaan rakenteiden riski-kustannus -arviointi vuositasolla huomioimalla kullakin rakenteella jatkopainumien esiintymiseen sisältyvä riski.

Rakenne- ja pohjarakennusvaihtoehtojen valintaa ja pohjarakennusvaihtoehtojen riski-kustannusanalyysiä on käsitelty lähemmin luvussa 6.5.4.

6.3 Painumalaskennan lähtötiedot

Taulukossa 8 on esitetty TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaisessa tien painumalaskennassa tarvittavat parametrit ja niiden määrittämenetelmät laboratorioissa ja kentällä uusille ja jo olemassa oleville teille.

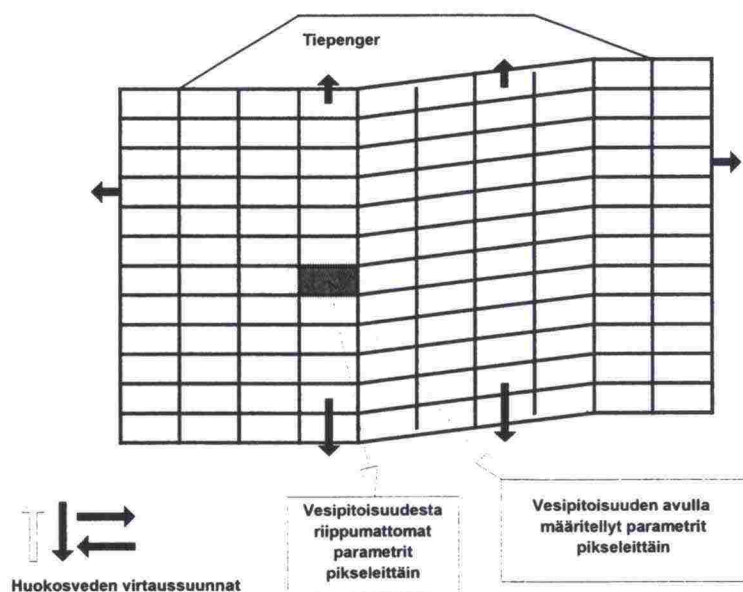
Taulukko 8. Rakenteen painuman laskentaparametrien arviointi- ja määrittämenetelmät laboratorioissa ja kentällä uusille ja vanhoille rakenteille.

Parametri	Määrittä- tai arviointitapa	Menetelmäkuvaus
vesipitoisuus, w	- sähköinen maavastusluotaus & radiometrinen luotaus - näytteenotto ja vesipitoisuusmäärittäminen laboratorioissa	TPPT 9 TPPT 10 SGY / KO III SGY / GLO 85
kerrosrajat, maalaji, OCR	- CPTU-kairaus, - näytteenotto ja rakeisuus- ja vesipitoisuusmäärittäminen laboratorioissa	TPPT 11 SGY / KO III SGY / GLO 85
pystysuora vallitseva jännitys, σ'_{vo}	- radiometrinen luotaus: - kuivatilavuuspaino γ_d , - kyllästetyn maakerroksen rajapinnan taso GW_0	TPPT 10 SGY / GLO 85 SGY / KO IV
kyllästetyn maakerroksen rajapinnan taso GW_0	- w -avaruus (sähköinen maavastusluotaus & radiometrinen luotaus)	TPPT 9 TPPT 10
yliekonsolidoitumissuhde OCR konsolidaatiojännitys σ_c	siipikaira CPTU-kaira	SGY / KO II TPPT 9
konsolidaatiokerroin c_v	CPTU-kaira, dissipation test	TPPT 9
painumaparametrit M^* (m , β) kokoonpuristuvuuskerroin C_c	yleiset vuorosuhteet $w \leftrightarrow M$ (m , β)	TKK / RITA-tietokanta
pystysuoran jännityksen lisäys $\Delta\sigma_c$ tien alla	radiometrinen mittaus, siipikairaus	TPPT 10 SGY / KO II
konsolidaatiojännitys σ_c , C_c painumaparametrit M^* (m_1 , β_1 , m_2 , β_2) konsolidaatiokerroin c_v vedenläpäisevyyskerroin, k	ödometrikoe	- esim. ETC5-N95.6 (port.kuormitus) - esim. SS 02 71 26 (CRS-koe)
rakenteen paksuus H_0	maatutka & kalibrointi koe-kuopalla, autokairalla, tms.	SGY / Maatutkaluotaus SGY / KO III
toteutunut painuma h_t painumanopeus dh/dt	Suunnitelma (historia) – GPS-korkeustasomittaus tai GPS ₁ – GPS ₂	TPPT 14
läpäisevyysreunaehdot	läpäisevyysreunaehdot	TPPT 12

6.4 Painumalaskenta

6.4.1 Painuman maastomallin (pixelimallin) muodostaminen

TPPT-suunnittelujärjestelmän painuman laskentamenettely perustuu jatkuvan painuman maastomallin muodostamiseen ns. pikselimallina. Mallissa maan ominaisuuksia kuvaavat lähtötiedot saadaan sähköisestä vastusluotauksesta ja niitä täydentävistä pohjatutkimuksista. Painuman maastomalli muodostuu tasotapauksessa (tien pituussuunnassa tai tien poikkisuunnassa) pienistä suorakaide-elementeistä, joissa elementtikohtaisista painumalaskentaan tarvittavista ominaisuuksista osa määritetään sähköisestä vastusluotauksesta muodostettavan vesipitoisuustomografian avulla. Pikseleistä koostuvan painuman maastomallin periaate on esitetty kuvassa 37.

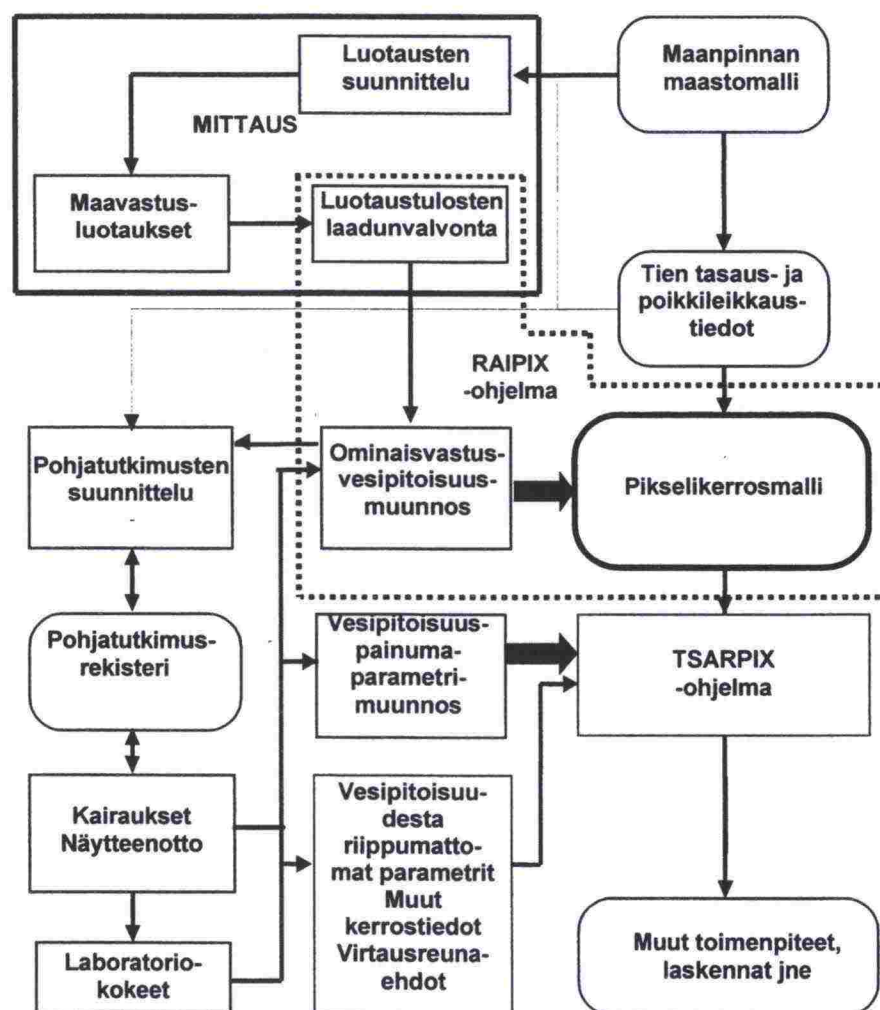


Kuva 37. Pikseleistä koostuvan painuman maastomallin periaate.

Kuvassa 38 on esitetty toimintakaavio lähtötietojen muodostamiseksi pikseli-kerrosmalliin. Tavanomaisessa nykyisessä suunnittelukäytännössä tarvittavien lähtötietorekistereiden ja -tiedostojen lisäksi toimintakaavioon kuuluvat olennaisina osina muunnokset maavastusluotauksista saatujen ominaisvastusten ja vesipitoisuuksien välillä sekä edelleen muunnokset vesipitoisuusavaruuden ja painumaparametrien välillä. Ensimmäisessä muunnoksessa ominaisvastukset muunnetaan paikkakohtaisiksi vesipitoisuuksiksi käyttäen hyväksi radiometristen mittausten tuloksia ja / tai maanäytteistä laboratoriossa määritettyjä pistekohtaisia vesipitoisuuksia. Toisessa muunnoksessa vesipitoisuus muutetaan painumalaskennan parametreiksi joko yleisten vuo-

rosuhteiden (esim. /37/ [RITA-tietokanta]) tai ödometrikokeisiin pohjautuvien paikkakohtaisten muunnosten avulla.

Muiden laskennassa käytettävien suureiden, esim. vesipitoisuudesta riippumattomien painumaparametrien, kuormitus- ja virtausreunaehtojen jne. muodostaminen tehdään tavanomaisen suunnittelukäytännön mukaisesti. Virtausreunaehtojen määrittämistä, lähinnä painuvan kerroksen sisällä sijaitsevien vettäjohtavien kerrosten suhteen, on käsitelty menetelmäkuvauksessa TPPT 12 "Läpäisevän kerroksen paikallistaminen painumalaskennan tarpeisiin".



Kuva 38. Toimintakaavio lähtötietojen muodostamiseksi pikselimalliin.

Pikselimalli perustuu jatkuvalla sähköisellä vastusmittauksella mitattuihin ominaisvastusarvoihin suorakaiteenmuotoisten pikselien (elementtien) keskipisteissä. Ensimmäisessä muunnoksessa ominaisvastukset muunnetaan vesipitoisuuksiksi tarvittaessa kerroksittain, jolloin käytetään hyväksi maanäytteistä laboratoriossa määritettyjä pistekohtaisia vesipitoisuuksia ja / tai radiometristen mittausten tuloksia.

Toisessa muunnoksessa vesipitoisuusarvot muunnetaan pikselien keskipisteissä sellaisiksi aika-painumaparametreiksi, joilla on havaittu hyvä korrelaatio vesipitoisuuden kanssa. Tällaisiksi parametreiksi ovat osoittautuneet kokoonpuristuvuusindeksi C_c ja vedenläpäisevyyskerroin k . Kokoonpuristuvuusindeksille C_c on havaittu sopivan parhaiten lineaarinen vuorosuhde vesipitoisuuden kanssa /37/ [TKK:n RITA-tietokanta].

Muita painumalaskelmissa tarvittavia vesipitoisuuden kanssa korreloivia parametreja ovat tehokas tilavuuspaino γ' ja alkuhuokosluku e_0 , joille on olemassa yleisesti tunnetut yhteydet vesipitoisuuden kanssa vedellä kyllästyneessä maassa.

Vesipitoisuudesta riippumattomat painumaparametrit, tärkeimpänä esikon-solidaatiopaine σ_c , määritetään ödometrikokeiden perusteella kunkin pikselin keskikohdalla manuaalisesti. Reunaehdot laskelmia varten määritetään samoin manuaalisesti.

6.4.2 Läpäisevät kerrokset painumalaskennassa

TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaisessa painumalaskennassa läpäisevillä kerroksilla tarkoitetaan sellaisia vettä johtavia kerroksia, jotka toimivat painumalaskennassa veden virtauksen (konsolidaatiovirtauksen) reunaehtoina. Potentiaaliset läpäisevät kerrokset havaitaan puristinkairauksen tuloksista. Vettä johtavien kerrosten tarkemmassa tunnistamisessa käytetään TPPT:ssä kehitettyä menetelmää, joka perustuu ko. kerrokseen ulotetussa läpäisevässä putkessa havaittavaan vedenpinnan alentumiseen. Koe voidaan tehdä puristinkairalla suoritettujen potentiaalisten läpäisevien kerrosten paikallistamisen jälkeen erillisenä toimenpiteenä. Menettely on kuvattu menetelmäkuvauksessa TPPT 12 "Läpäisevän kerroksen paikallistaminen painumalaskennan tarpeisiin".

Vettäjohtavan kerroksen absoluuttista vedenläpäisevyyttä tärkeämpää on sen vedenläpäisevyyden suhde ympäröivien (ylä- ja alapuolisten) kokoonpuristuvien kerrosten vedenläpäisevyyteen sekä vettäjohtavan kerroksen paksuus ja sen jatkuvuus.

6.4.3 Painumalaskenta

Painumalaskenta suoritetaan pikselimalliin perustuvalla TSARPIX-ohjelmalla. TSARPIX-ohjelma on kuvattu menetelmäkuvauksessa TPPT 20 "Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pixelimallilla". RAIPIX-apuohjelmalla suoritetaan sähköisten vastusluotausten mittaustietojen yhdistäminen, korjaus ja lajittelu osana painumalaskentaohjelman lähtötietojen valmistelua (kuva 38). Ohjelman käyttöä ja mittaustiedon tasa-arvoistuksessa tarvittavan Surfer-ohjelman käyttöä, on tarkasteltu menetelmäkuvauksessa TPPT 9 "Sähköinen vastusluotaus tien painumalaskennan lähtötietojen hankkimisessa".

Painumalaskennassa käytetään seuraavia menettelytapoja ja otaksimia.

- Penkereestä maapohjaan aiheutuva nettokuorma määritellään pengerkuorman muotoisesti jakautuneena pystysuorana pintakuormana, joka ulottuu tien pituussuunnassa hyvin kauaksi.
- Maapohjaan aiheutuva pystyjännitysliäys lasketaan Boussinesqin teoriaan pohjautuen nauhamaisen pintakuorman ratkaisua käyttäen.
- Pystymuodonmuutos ε_z pikselien keskipisteessä lasketaan Suomessa yleisesti käytetyn Ohde-Janbun tangenttimoduulimenetelmän mukaisesti.
- Huokosylipaineen $\Delta u(t)$ laskenta ajanhetkellä t perustuu Terzaghin yksiuolotteiseen konsolidaatioteoriaan. Differentiaaliyhtälö ratkaistaan numeerisesti elementtimenetelmällä, jolloin ratkaisu sisältää maa-alkioiden käyttäytymisen sekä normaali- että ylikonsolidoituneilla alueilla.

TPPT-suunnittelujärjestelmässä painuman laskemisessa käytettävä pikselimalli eroaa tavanomaisista painuman laskentamalleista siinäkin suhteessa, että pikselimallissa käytettävien elementtien, pikselien, ominaisuudet poikkeavat vaak- ja pystysuunnassa toisistaan.

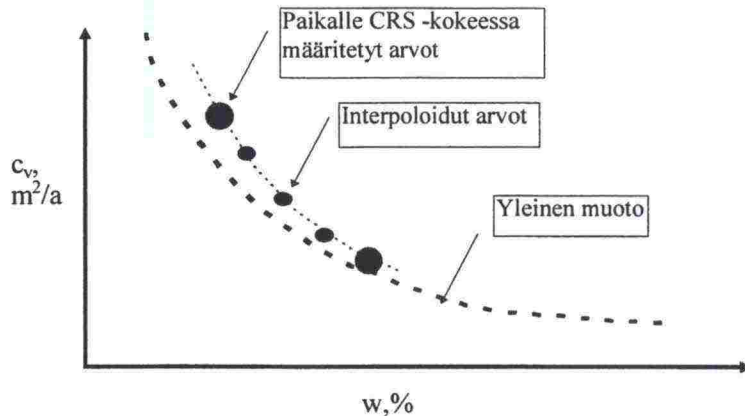
Jos tien tasausviivaa ei vielä tarkasti tiedetä, painumalaskenta suoritetaan olettamalla tierakenteesta aiheutuvan tasainen, esimerkiksi 20 kPa:n suuruisen lisäjännitys maapohjalle (ns. painumapotentiaalin laskenta). Mikäli tasausviiva jo tunnetaan, suoritetaan laskenta tunnettuun tasausviivaan perustuen. Laskelma suoritetaan käyttäen yleistä vuorosuhdetta C_c :n ja vesipitoisuuden välillä sellaisille kerroksille, joissa vesipitoisuus on yli 25 %. Vesipitoisuuden laskiessa alle 25 %, kerrokset oletetaan kokoonpuristumattomiksi tielinjan suunnittelussa.

6.4.4 Aika- painuman laskeminen

Tarkempaan aika-painuman laskentaan tarvitaan tieto maakerrosten konsolidaatitilasta (OCR tai σ_c) ja ajan mukana tapahtuvaa painumista säätelevästä maakerrosten konsolidaatiokertoimesta (c_v) tai vedenläpäisevyydestä (k). Nämä tiedot hankitaan lisäpohjatutkimuksilla ja laboratoriokokeilla.

Ödometrikokeella yhdestä näytteestä saadaan määritettyä yksi paikkakohtainen vesipitoisuus-kokoonpuristuvuusindeksi -vuorosuhde ja toisesta, eri vesipitoisuudessa olevasta näytteestä saadaan määritettyä toinen vuorosuhde. Näiden tietojen avulla yleinen vesipitoisuus-kokoonpuristuvuusindeksi -vuorosuhde korjataan paikkakohtaisesti oikeaksi, jonka jälkeen vesipitoisuusavaruus voidaan muuttaa tarkennetuksi C_c -avaruudeksi (kuva 39).

TPPT-suunnittelujärjestelmässä painumalaskentaa käytetään ensisijaisesti tielinjan painumaprofiilin määrittämiseen ja painuvien paikkojen paikallistamiseen. Tästä syystä painuman tarkk absoluuttine arve ei ole ensisijaisen tärkeä. Tästä syystä mm. sekundaaripainumaa ei suunnittelujärjestelmässä käsitellä.



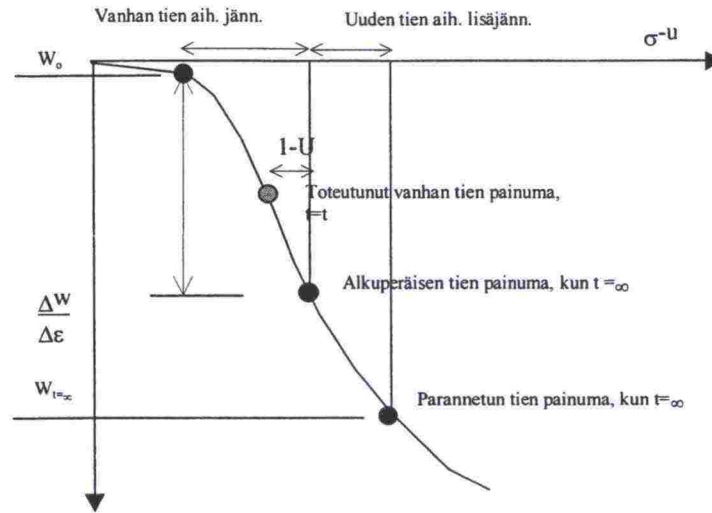
Kuva 39. Yleisen vesipitoisuus-konsolidaatiokerroin -vuorosuhteen korjaus paikkakohtaiseksi. Samaa periaatetta voidaan käyttää C_c ja σ_c paikallisessa korjauksessa.

6.4.5 Vanhan tien odotettavissa oleva painuma

Vanhan tien painuma lasketaan periaatteessa samalla tavoin kuin uudenkin tien painuma. Vanhan tien painuman hallinnassa olennaista on kuitenkin se, että tiessä on jo tapahtunut painumaa, mikä on aiheuttanut vesipitoisuuden muutoksen (konsolidoitumista) maapohjassa. Jos vanhan tien painuma on jo tapahtunut kokonaan, niin tapaus on yhteneväinen uuden tien painumatarkastelun kanssa.

Hyvin usein painumat eivät kuitenkaan ole vielä loppuneet siinä vaiheessa, kun ne ovat jo tulleet haitallisiksi tai painuvaa tietä muusta syystä peruskorjataan. Vanhan tien aiheuttama, vielä tapahtumattoman painuman osuus on tämä takia lisättävä parantamisesta (tason nosto, leventäminen) aiheutuvan lisäpainuman suuruuteen. Tällöin on ratkaistava jokaisessa pikselissä jäljellä olevan painuman suuruus eli konsolidoitumisaste. Pikselissä jäljellä oleva konsolidoitumisaste ratkaistaan jännitys-kokoonpuristuma (tai vesipitoisuus) -käyrän avulla kuvassa 40 esitetyllä tavalla. Vanhan tien painuma lasketaan tämän jälkeen kuten uudellakin tiellä. Painumaa aiheuttava pystyjännitys korvataan kuitenkin jännityksellä, jonka suuruus lasketaan kaavalla (2).

$$\sigma_i' = (1-U_i) \cdot \sigma_{i, \text{vanhatie}} + \sigma_{i, \text{uusi lisärakenne}} \quad (2)$$



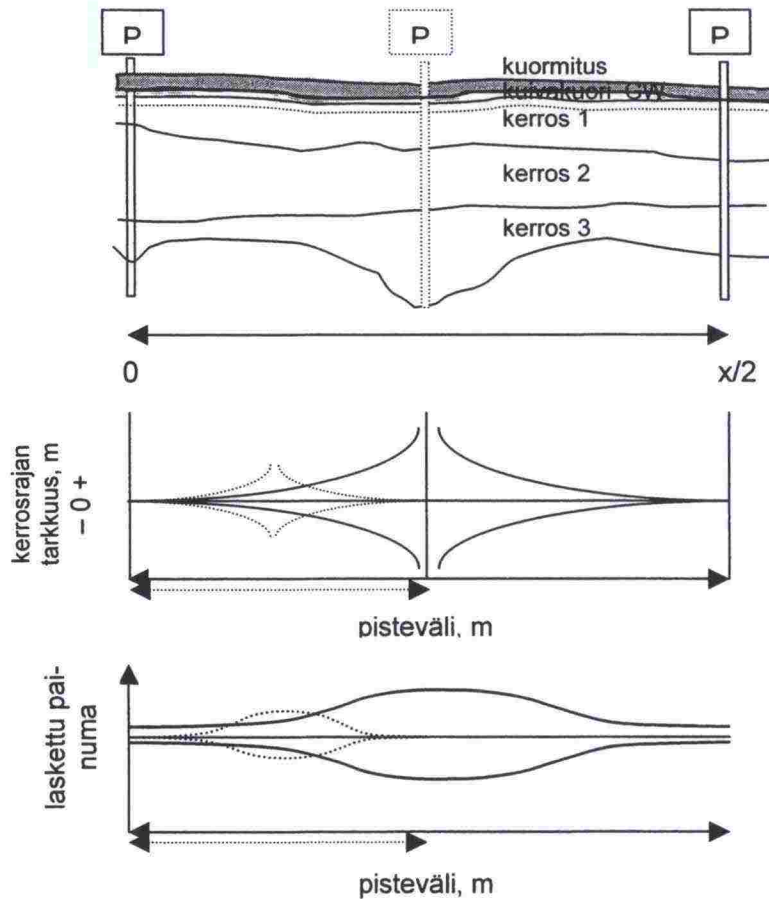
Kuva 40. Pikselissä jäljellä olevan painuman ratkaisu. Periaatekuva.

6.4.6 Painumalaskennan riskitarkastelu

Tierakenteen tai muun maarakenteen lasketun painuman hajonnan suuruuteen vaikuttavat maakerroksille laskennassa käytettyjen parametrien (tilavuuspaino, painumaparametrit m_1 , β_1 , m_2 , β_2 , konsolidaatiotila σ_c) hajonta. Hajonnan suuruuden kohdekohtaiseksi arvioimiseksi tulisi olla käytettävissä useampia (painuma)parametrimäärytyksiä samasta kokoonpuristuvasta kerroksesta.

Tärkeintä painuman suuruuden määrittämisessä on painuvien kerrosten painumaominaisuuksien tunteminen. Erityisesti tielinjan painumaa tarkasteltaessa painuman suuruuteen ja hajontaan vaikuttaa kuitenkin merkittävästi myös kuormituksessa esiintyvät vaihtelut ja suhteellisen homogeenistenkin maakerrosten tapauksessa kerrospaksuuksissa esiintyvät vaihtelut sekä pohjavedenpinnan aseman mahdollinen vaihtelu. Tietyissä tarkastelupisteissä painumalle laskettu arvo mahdollisine vaihtelurajoineen pätee vain pisteen lähiympäristössä. Tarkastelupisteestä etäännyttäessä kerrosrajojen sijainti, johon tässä luetaan myös pohjavedenpinnan sijainti, voi muuttua.

Kerrosrajojen määrittämiseen suoritettujen kairauspisteiden välisen välimatkan vaikutusta painuman suuruuteen on havainnollistettu kuvassa 41.



Kuva 41. Kerrosrajojen määrittystarkkuuden vaikutus painuman hajonnan suuruuteen. Kerrosrajat tunnetaan tarkasti vain määrittyspisteissään P1 ja P2. Yhtenäinen viiva kerrosrajan tarkkuudessa ja lasketun painuman vaihteluväleissä edustaa tapausta, jossa pistettä P3 ei ole käytössä; pisteviiva pisteiden P1 ja P3 välillä taas tapausta, jossa pisteen P3 informaatio on käytettävissä.

Kerrosrajojen määrittystarkkuuden vaikutusta on havainnollistettu seuraavassa esimerkkilaskelmassa. Esimerkissä on laskettu taulukon 9 pohjasuhteisiin perustettavan tien odotettavissa olevien painumaerojen jakautuma, kun pohjatutkimuspisteiden väli on 10, 20, 50 tai 100 m. Kerrosrajojen määrittystarkkuuden pohjatutkimuspisteiden puolivälissä on oletettu vaihtelevan välillä ± 0.2 m, kun pisteväli on 10 m ja määrittystarkkuuden heikentyvän välille ± 0.95 m, kun pisteväli kasvaa 100 m:iin. Kerrosrajojen tasojen vaihteluvälit tutkimuspisteiden välistä riippuen on esitetty taulukossa taulukossa 10. Pohjavedenpinta on oletettu aina kuivakuoren alapinnan tasoon (eli kuivakuoren paksuuden vaihdeltaessa vedenpinnan asemakin vaihtuu). Painumaa aiheuttava kuormituksena on 8 m levyinen tiepenger ($h=1.25$ m, $\gamma=20$ kN/m³).

Painumatarkastelua varten tehtiin tangenttimoduulimenetelmään ja Boussinesqin jännitysjakautumaan perustuva excel -pohjainen kokonaispainuman laskentaproseduuri, johon sisällytettiin @Risk -ohjelmamoduuli /11/ [Guide to

Using @risk, Risk Analysis and Simulations Add-In for Microsoft Excel, Version 4, Palisade Corporation, USA, 2000] kerrosrajojen vaihteluvälien huomioimiseksi (raportti TPPT 24 "Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa"). Kuivakuori oletettiin tarkastelussa kokoonpuristumattomaksi ja maakerrokset normaalisti konsolidoituneeksi. Kerrosrajojen jakautuma annettiin kolmiomallisenä minimi- ja maksimiarvoineen, ts. kerrosrajan ollessa tasolla -3.5 m ja vaihtelun ollessa ± 0.6 m kerrosraja oli ylimmillään tasolla -2.9 m ja alimmillaan tasolla -4.1 m.

Tällä ohjelmalla laskettiin painuman arvot eri kerrosrajojen määrittämisvälistä riippuvien kerrospaksuuksien vaihteluvälejä käyttäen. Eri kerrospaksuuksien vaihteluväleillä lasketut painuman vaihteluvälit on esitetty taulukossa 10. Eri kerrosrajojen vaihteluväleille määritettiin myös painuman 90 % luottamusväli. Luottamusvälin ylä- ja alarajan arvot on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 9. Esimerkkilaskelmassa käytetyn maapohjan kuvaus.

Kerros	γ , kN/m ³	m	β	Ylä- ja alapinnan tasot	Kerrospaksuus, m (normaalitapaus)
Kuivakuori	18.00	-	-	0...-1	1.0
Kerros 1	15.75	8.5	-0.425	-1...-3.5	2.5
Kerros 2	15.16	7.5	-0.425	-3.5...-6.0	2.5
Kerros 3	18.00	13.5	-0.150	-6.0...-9.0	3.0

Taulukko 10. Kerrosrajan vaihteluvälit (valitut arvot) eri etäisyyksillä kairauspisteestä ja näitä vastaavat painumien vaihteluväli.

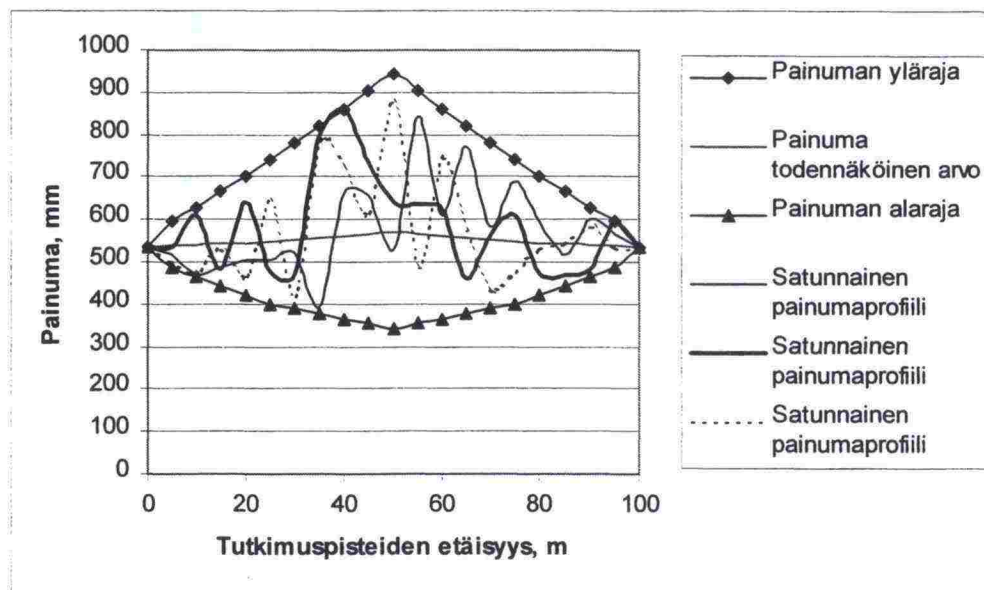
Kairauspisteiden välimatka m	Etäisyys kairauspisteestä m	Kerrosrajojen vaihteluväli m	Laskettu painuman vaihteluväli mm
0	0	0	537
10	5	± 0.2	465 - 629
20	10	± 0.3	433 - 672
50	25	± 0.5	355 - 899
100	50	± 0.95	273 - 1292

Taulukko 11. Painuman jakautumat eri tutkimuspistevälillä.

Kairauspisteiden välimatka m	Painuman keskiarvo mm	Painumaraja, painumia < 5 %	Painumaraja, painumia > 95 %
10	538	485	595
20	539	464	629
50	549	401	741
100	571	342	942

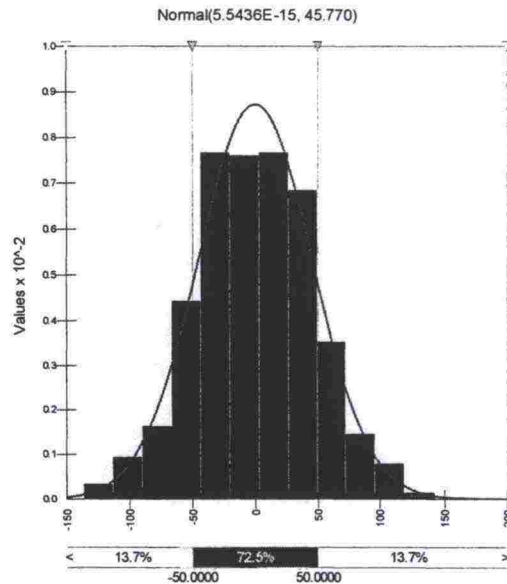
Painuman 90 % vaihteluvälejä käyttäen laskettiin edelleen kullekin kerrosrajojen määrittämissä satunnaisia painumaprofiileja, joissa painumat olivat etäisyyksittäin annettujen painumarajojen välissä (ts. pistevälin ollessa 100 m, painuma vaihtelee suurimmillaan 50 m kohdalla välillä 34...94 cm, 25 m kohdalla 40...74 cm jne.). Kuvassa 42 on esitetty nämä vaihteluvälit sekä muutama satunnaisesti valittu painumaprofiili tutkimuspisteiden etäisyyden ollessa 100 m.

Satunnaisesti valituista painumaprofiileista laskettiin painumaerot 5 m välein. Tällöin saatiin, että 100 m pistevälillä suurin osa painumaeroista on suurempia kuin 50 mm ja vielä 50 m:n pistevälilläkin yli puolet painumaeroista on 50 mm:ä suurempia. Sen sijaan 20 m:n pistevälillä painumaeroista yli 70 % on jo 50 mm:ä pienempiä. Pistevälin pienentäminen 10 m:iin ei kuitenkaan enää merkittävästi paranna tilannetta. Painumaerojen jakautuma 20 m pistevälillä on esitetty kuvassa 43.



Kuva 42. Lasketun painuman suuruuden vaihteluväli (90%) esimerkkitapauksessa, kun tutkimuspisteiden etäisyys on 100 m ja kerrosrajojen määrittämissä riippuu etäisyydestä tutkimuspisteeseen taulukon 3 mukaisesti (väliarvot interpoloitu). Kuvassa on lisäksi esitetty muutamia satunnaisia painumaprofiileja.

Esimerkki on liian "kovakourainen" kuvaamaan todellisuutta, koska kerrosrajat ja painumat eivät todellisuudessa täysin satunnaisesti vaihtelee 5 m:n väleillä. Tässä tarkastelussa vaihtelu on kuitenkin huomiotu ainoastaan kerrospaksuuksissa ja pohjavedenpinnan asemassa. Käytännössä tierakenteissa voi jo tämänkin suuruisella välimatkalla esiintyä huomattavaa vaihtelua myös painumaominaisuuksien ja etenkin kuormituksen suhteen. Tässä esitetty menetelmä on suuntaa antava ja osoittaa, että harvaa tutkimuspisteväliä käytettäessä riski etenkin painumaepätasaisuuden osalta on suuri. Saatu tulos vastaa kuitenkin melko hyvin myös todennäköisesti kokemuseräisesti muodostunutta nykykäytäntöä, jonka mukaan kerrosrajat on määritettävä yleensä 20 m:n välein.



Kuva 43. Painumaerojakautuma kerrosrajojen määritysvälin ollessa 20 m.

Painuman laskenta ei TPPT-suunnittelujärjestelmässä pohjautu perinteiseen maakerrosjakoon, sillä maapohjasta luodaan diffuusi, jatkuva kuvaus. Kerrosrajojen määritystarkkuuteen ei siten painumalaskennan suhteen TPPT-järjestelmää käytettäessä liity enää esitetyn kaltaista kerrosrajojen määrittämisestä aiheutuvaa epävarmuutta. Samoin maapohjan painum ominaisuudet ja kuormituksen huomioiminen muuttuvat parhaimmillaan paalulukukohtaisiksi yhden metrin välein myös syvyys suunnassa käytössä olevaksi tiedoksi. Luonnollisesti TPPT- painumalaskentamenettelykin sisältää omat epävarmuuden lähteensä, kuten vesipitoisuuden ja painumaparametrien välisen muunnoksen epätarkuuden.

Tässä esitetyllä tavalla voidaan periaatteessa tarkastella erikseen jokaisen painumalaskennan lähtöparametrin hajonnan vaikutus laskemalla saatavaan painumaan. Useiden parametrien yht'aikainen tarkastelu johtaa hyvin suuriin laskentamääriin.

6.5 Pohjarakenteen valinta

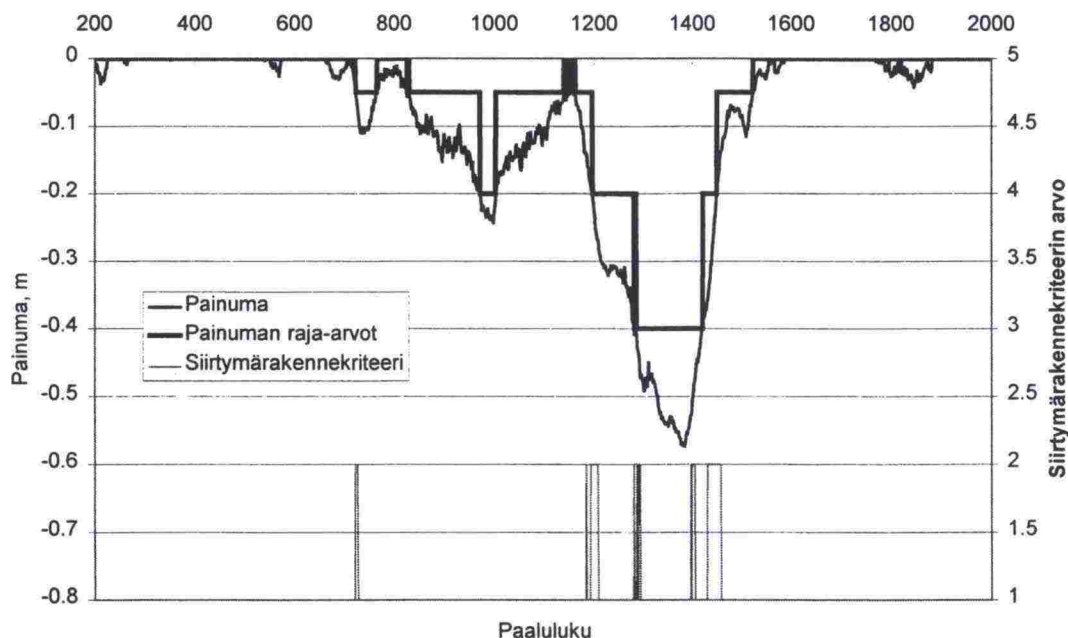
6.5.1 Tielinjan jako homogeenisiin osuuksiin

Homogeeniset osuudet määritetään käyttöaikaisiin (perusmitoitussarvo 30 vuotta) kokonaispainumiin perustuen jakamalla tarkasteltava osuus neljään painumaluokkaan. Painumaeroista johtuva epätasaisuus saattaa joissakin tapauksissa olla merkittävämpi jo aiemminkin kuin 30 vuoden kuluttua. Tämän varalta tarkastelu voidaan vastaavalla tavalla tehdä myös ajankohtina 5, 10 ja 20 vuotta. Kuvassa 44 on havainnollistettu erään tien tarkasteluosuuden jakoa homogeenisiin osuuksiin ja painumaluokkiin 1-4.

Luokka 1 määräytyy tielle sallitun kokonaispainuman perusteella. Kokonaispainumien raja-arvot on esitetty luvussa 3. Luokan 1 ylittävät painumat on aina poistettava. Tässä esimerkkitarkastelussa tie on oletettu moottoritieksi, jonka suurin sallittu painuma on 400 mm.

Luokkaan 2 kuuluvat painumavälillä 200...400 mm olevat alueet ja luokkaan 3 painumavälillä 50..200 mm olevat alueet. Näissä luokissa painumaa on mahdollisesti rajoitettava. Alle 200 mm suuruiset painumat on yleensä mahdollista hoitaa siirtymärakenteilla. Välillä 200...400 mm olevien painuminen osalta harkitaan tapauskohtaisesti tarve painumien rajoittamiseen kaltevuuden muutokseen ja viereisiin osuuksiin kohdistettaviin toimenpiteisiin perustuen.

Luokassa 4 painumat ovat alle 50 mm, eikä näillä osuuksilla tarvita painuvaa rajoittavia toimenpiteitä erikoistapauksia lukuunottamatta (sillat yms. pakko-pisteet).



Kuva 44. Pohjamaan jako homogeenisiin osuuksiin ja siirtymärakenteiden tarve 1 m välein laskettujen painumien perusteella (painuma 30 vuodessa), esimerkki.

Kun tarkasteluosuus jaetaan homogeenisiin osuuksiin, on etenkin luokkien 2 ja 3 vaatimia mahdollisia toimenpiteitä suunniteltaessa syytä käyttää hyödyksi laskettuihin painumiin perustuvaa siirtymärakenteiden sijoittumiskriteeriä. Siirtymärakenteet sijoitetaan paikkoihin, joissa kaltevuuden muutokset ilman siirtymärakenteita muodostuisivat liian suureksi. Siirtymärakenteiden tarve arvioidaan tien nopeuteen perustuen luvussa 3 esitettyjen periaatteiden mukaisesti.

Mikäli 30 vuoden painuma on pienempi kuin 150 mm, on syytä tarkistaa, ettei esim. 10-vuotisjaksoissa laskettu siirtymärakennekriteeri ylitä raja-arvoa. Mikäli raja-arvo ei ylity, pienet painumaerot voidaan savikoilla tasoittaa normaalin uudelleenpällystyksen avulla.

Parannettavalla tiellä homogeeniset osuudet jaetaan painumiin perustuen myös neljään luokkaan, kuten uusillakin teillä. Tien levantämistapauksessa vanhan tien osalta jako homogeenisiin osuuksiin voidaan tehdä GPS-mittauksella vaaitun ja alkuperäisen tiesuunnitelman korjatun tasausviivatiedon (maan kohoaminen ja lisäpällystyskerrokset) erotuksen perusteella kuten uuden tien osaltakin painumaennusteeseen pohjautuen. Sellaisissa tapauksissa, kun lähtötietoja ei ole tai ne ovat epäluotettavia, tai tien perusrannuksessa tien massan lisääntyminen vanhan tien vierellä on merkityksentöntä, jako homogeenisiin osuuksiin tehdään vastaavalla tavalla kuin uuden tien tapauksessa. Lähtökohtana on tällöin tulevan painuman ja jo tapahtuneen painuman erotuspainuma (lisäpainuma).

6.5.2 Pohjarakennevaihtoehdot ja niiden ominaisuuksia

Tien kestävyys ja toiminnan kannalta haitallisesti painuvalla maapohjalla päällysrakenteen alapinnassa vaikuttavat kuormitukset siirretään vaihtoehtoisesti

- kovaan pohjaan paaluilla, syvästabilointipilareilla tai massanvaihdoilla (ns. käyttötilassa painumaton tai lähes painumaton rakenne),
- määräsyvyyteen syvästabilointipilareilla tai massastabiloinnilla (painuva rakenne), jolloin kuormien siirto paaluille ja pilareille tehdään laattamaisilla kuormia siirtävillä ja jakavilla rakenneosilla,
- päällysrakenteen alapuoliseen kerrokseen kevennyksellä, lujittein rakennetta jäykistämällä tai näiden yhdistelmällä,
- konsolidoidulle savikerrokselle (esikuormitus, pystyjoitus + esikuormitus, vakuumikonsolidaatio) tai
- maapohjaan maanvaraisella penkereellä (painuva rakenne)

Pohjarakenneratkaisut, joille seuraavassa esitetään niiden toimintaperiaatteita ja valintaperusteita, on esitetty *taulukossa 12*. Pohjarakenteita ja niiden valintaa on käsitelty tarkemmin TPPT-raporteissa /27/ [Rakenneratkaisujen valintaperusteita. Mäkelä, H. TPPT työraportti. 2000] ja /8/ [Rakenneratkaisujen alustava suunnittelu ja kehittäminen. TPPT RA11-12-13. Fischer, K., Mäkelä, H., Toivanen, T. & Turunen, A. TIEL 38/1996]

Taulukko 12. Erilaisten pohjarakenteiden toimintaperiaatteita painuman hallinnassa

Rakennetyyppi	Materiaaliratkaisut ja alavaihtoehdot	Painumien hallinta	
		Laskennallinen painuman enimmäisarvo	Perusteluja
Maanvarainen tierakenne (perusratkaisu)	Penger ja päällysrakenne tehdään esimerkiksi luonnonkiviaineksista, louheesta tai murskeesta	300 – 700 mm	Perusratkaisun painumat arvioidaan ja verrataan sallittuihin painuma-arvoihin. Painuman määrään vaikuttaa mm. maapohjan ominaisuudet ja penger- / päällysrakennepaksuus.
Kevennysratkaisut	Kevytsorakevennys Polystyreenikevennys Palaturvekennys Rengasmurskekevennys	Rajataan painumat tieosan laskennallisia painumia oleellisesti pienemmäksi (esimerkiksi 20 – 50 % sallituista painumista, koska korjaus on hyvin kallista)	Painumia hallitaan mm. kevennyksen paksuudella ja materiaalivehtoehdolla. Painumaa voidaan säädellä portaattomasti lähes painumattomasta sallittuun painumaan. Materiaaliratkaisun valintaan vaikuttavat mm. pengerkorkeus, pohjavedenpinnan sijainti, kuormitukset ja tieluokka
Lujiteratkaisu	Teräsverkkolujite Geosyntettilujite Telat	300 – 700 mm	Lujitteella ei vaikuteta painuman määrään, mutta tasataan jossain määrin epätasaisuutta. Menetelmällä estetään rakenteen halkeilua ja deformaatioita.
Esikuormitus ja tiivistys	Esikuormitus ylipenkereellä Pystyöjitus ja ylipenger Syvätiivistys pudotustiivistyksenä	Koheesiomailla 300 – 700 mm käyttöä aikana Kitkamailloin enintään 100 – 200 mm	Pehmeikön rakentamisen aikaisilla tai ennakkoon tehtävällä esikuormituksella ja pystyöjituksella pienennetään käytön aikaisia painumia. Syvätiivistyksellä vähennetään löyhien kitkamaiden painumia.
Massanvaihto	Massanvaihto kaivamalla Massanvaihto louheella syrjäyttämällä Osittainen massanvaihto	Enintään 100 mm Enintään 50 – 100 mm 200 – 400 mm	Kantavaan kerrokseen ulottuvalla massanvaihdolla pohjarakenne voidaan tehdä lähes painumattomaksi. Osittaisella massanvaihdolla painumat säädellään suunnitellulle tasolle. Osittaisessa massanvaihdossa voidaan käyttää myös keventäviä materiaaleja pengerrakenteissa.
Syvästabilointi	Pilarointi Määrämittaiset pilarit Massastabilointi	Enintään 50 mm 50 – 300 mm 200 – 500 mm	Syvästabiloinnilla säädellään painumia lähes painumattomasta sallittuun painuma-arvoon.
Paaluperustus, tukipaalat	Teräsbetonipaalat ja tb-laatta tai paaluhatut Teräspaalat ja tb-laatta tai paaluhatut Puupaalat ja tb-laatta tai paaluhatut	0 mm 0 mm 0 mm	Tukipaalutuksella tehdään ns. painumatonta tierakennetta. Menetelmän valintaan voi vaikuttaa oleellisesti tekijänä myös tierakenteen stabiiliiteetti.
Paaluperustus, kitka- ja koheesiopaalat	Teräsbetonipaalat Teräspaalat Puupaalat	koheesiopaalu 0 - 100 mm, kitkapaalu 0 - 200 mm koheesiopaalu 0 - 100 mm, kitkapaalu 0 - 200 mm koheesiopaalu 0 - 100 mm, kitkapaalu 0 - 200 mm	Kitka- ja koheesiopaalutuksella säädellään painumia sallittuun arvoon. Menetelmän käyttöön vaikuttaa mm. kokoonpuristuvien kerrosten suuri paksuus eli kantava pohja on hyvin syväällä.

Kevennys

Yleensä kevennyksellä tarkoitetaan vain rakenteen osittaista keventämistä muuten painumaa aiheuttavien kuormien pienentämiseksi. Kevennyksellä voidaan kuitenkin periaatteessa muodostaa painumaton ratkaisu pehmeiköille. Käytännössä täydellinen tierakenteen painon kompensatio edellyttää hyvin keveiden materiaalien käyttöä maanpinnan yläpuolisessa penkereessä ja tämän osuuden painon verran tapahtuvaa keventämistä myös maanpinnan

alapuolella suoritetulla keventävällä massanvaih dolla (täydellinen kompensatio).

Kevennyksessä käytettävät materiaalit (kevytsora, kevytsorabetoni, vaahtobetoni, EPS, uusiomateriaalit) toimivat yleensä myös lämmöneristeenä, joten keventäminen samalla poistaa myös routivasta pohjamaasta aiheutuvia ongelmia. Keventäminen parantaa myös penkereen vakavuutta. Kriittinen tekijä kevennyksessä on keventeen tehokas tilavuuspaino rakenteessa. Kevenneiden käyttöä ja mitoitusta on käsitelty julkaisussa /53/ [Tien kevennysrakenteet. TIEL 28/1997]. Kevennetyn rakenteen painuman laskenta suoritetaan normaalin painumalaskennan tapaan.

Rakenteen lujittaminen

Lujitetut rakenteet soveltuvat ensijaisesti matalille penkereille. Rakenteen lujittamisella voidaan vaikuttaa tien pituussuunnassa ainoastaan painuman lyhyisiin aallonpituuksiin eli lujitetut rakenteet tasoittavat epätasaisuuksia, mutta eivät poista niitä (kuva 45). Lujitteiden vaikutus tien poikkisuuntaiseen käyttäytymiseen on yleensä merkittävämpi kuin pituussuuntaiseen käyttäytymiseen. Lujittamisella voidaan parantaa penkereen vakavuutta ja myös rakenteen kantavuutta. Maapohjan routimiseen lujittamisella ei ole vaikutusta, mutta lujittaminen tasaa routanousueroja ja vahvistaa rakennetta. Painumia tasaava lujite on kuitenkin niin syvällä tien pinnasta, ettei se ei lisää pinnan vetolujuutta (= vetopuoli routanousussa). Yhdessä lujitteiden kanssa voidaan käyttää kevennystä tai stabilointia, jolloin painumia tai painumaeroja voidaan edelleen pienentää.

Lujitteina voidaan käyttää teräsverkkoja, profiloituja teräslevyjä ja geosyn-teettisiä lujiteverkkoja ja -kankaita. Lujitetun ratkaisun kriittiset tekijät ovat lujitteen vetolujuus, muodonmuutosominaisuudet, lujitteen tartunta ympäröivään materiaaliin ja lujitteen sijoittuminen rakenteessa. Lujitteina toimivien geovahvisteiden käyttöä ja mitoitusta on käsitelty julkaisussa /1/ [Synteettiset geovahvisteet. Suunnittelu ja rakentaminen. Aalto & al. 1998]. Monimutkaisten lujitettujen rakenteiden ja yhdistelmärakenteiden analysointi edellyttää usein numeeristen menetelmien käyttöä. Lujitteiden käytön ei oleteta pienentävän painumia, ellei tätä ole todettu erityisillä laskelmilla.

Esikuormitus ja / tai pystyjoitus

Esikuormitus (ylipenger) soveltuu yleensä matalien (alle noin 4 m) savi- ja silttipehmeiköiden painumien nopeuttamiseen matalilla pengerkorkeuksilla (alle noin 2 m). Esikuormitetun maapohjan painumapotentiaali ei kuitenkaan saa olla suuri ja painumien on tapahduttava melko nopeasti, enintään muutamassa vuodessa. Pohjamaan on oltava myös riittävän kantavaa, jotta ylipengertä on ylipäänsä mahdollista käyttää. Ylipenkereen käytöllä voidaan odotettavissa olevat painumat poistaa tai vähentää ja parantaa myös jossain määrin pohjamaan lujuutta. Pohjamaan routivuuteen väliaikaisella ylipenke-reellä ei ole vaikutusta.

Esikuormituksen soveltuvuusaluetta ja tehokkuutta voidaan parantaa käyttämällä syvemmällä pehmeiköillä pystyjoitusta lyhentämään maasta poistu-

van veden suotomatkaa. Pystyöjitusta voidaan käyttää matalilla penkereillä syvempien pehmeikköjen painumien pienentämiseen. Rakentamiseen käytettävissä oleva aika, (yli)kuormituksen suuruus, pystyöjien keskinäinen etäisyys ja pystyöjien toimintavarmuus suhteellisten painumien kasvaessa ovat ratkaisun kriittisimmät tekijät. Pystyöjien käyttöä ja mitoitusta on tarkasteltu julkaisussa /29/ [Nauhapystyöjitus. TIEL 42/1994]. Esikuormitetun / pystyöjitetun alueen aikapainuma-käyttäytyminen ratkaistaan ja liitetään painumaennusteeseen.

Massanvaihto

Massanvaihto kaivamalla soveltuu yleensä matalien (alle noin 4 m) pehmeikköjen tai pehmeiden kerrosten korvaamiseen. Pengertämällä (pohjaantäyttö) tehty massanvaihto soveltuu korkeammillekin penkereille vielä yli 10 metrin pehmeiköilläkin. Kaivamalla tapahtuvassa massanvaihdossa kaivannon vakavuuteen liittyvät ongelmat voivat rajoittaa menetelmän soveltuvuutta. Pohjaantäytössä pohjamaan on puolestaan oltava riittävän pehmeää täytön onnistumiseksi. Massanvaihdon suorittamisessa saattaa ongelmaksi muodostua kaivu- ja täyttötöiden tilantarve sekä ympäristövaikutukset.

Massanvaihto muodostaa penkereelle kantavan pohjan ja poistaa yleensä myös routivasta maapohjasta aiheutuvat ongelmat. Massanvaihdon käyttöä on tarkasteltu julkaisussa /26/ [Massanvaihto. TIEL 2/1993]. Massanvaihdon, erityisesti pohjaantäytön osalta painumat tulee arvioida ottaen huomioon työmenetelmissä ja laadunvarmistuksessa käytettävät menetelmät. Tarvittaessa painumaennusteeseen lisätään edellä mainituista tekijöistä johtuva riskivara.

Syvästabilointi

Syvästabilointi sisältää sekä pilaristabiloinnin että massastabiloinnin. Syvästabiloinnilla on mahdollista saada aikaan rakentamisajan jälkeen käytännössä painumattomia rakenteita (kuva 45). Pilarien halkaisija on nykyisin suuruusluokkaa 800 mm. Pilaristabilointia käytetään tyypillisesti savi- ja turvepehmeiköillä aina 15 m syvyyteen. Massastabilointia käytetään savi- ja turvepehmeiköillä noin 5 m syvyyteen saakka koko kokoonpuristuvan kerroksen paksuuden kattavana. Syvästabilointia on tavallisesti käytetty matalien penkereiden perustamiseen (puolilujat pilarit), mutta käytettävät pengerkorkeudet ovat kasvussa aina 5 metriin saakka (lujat pilarit). Massastabilointi muodostaa tietyissä olosuhteissa massanvaihtoon verrattavissa olevan vaihtoehdon. Syvästabilointi parantaa myös penkereen vakavuutta ja lisää pohjamaan kantavuutta, mutta edes massastabilointi ei välttämättä poista maapohjan routimisesta aiheutuvia ongelmia.

Pilaristabiloinnin kriittiset tekijät ovat pilarien halkaisija, pilariväli ja stabiloinnilla saavutettavat pilarien lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. Stabiloinnin onnistuminen edellyttää pohjaolosuhteisiin sopivan sideaineen valintaa. Syvästabiloinnin käyttöä ja mitoitusta on tarkasteltu julkaisussa /46/ [Syvästabiloinnin suunnitteluohje. TIEH 2100008-01.2001].

Stabiloidut määrämittaiset pilarit

Stabiloidut määrämittaiset pilarit soveltuvat samoihin pohjasuhteisiin kuin stabiloidut pilarit. Tavoitteena ei kuitenkaan ole tehdä rakenteesta painumattomaa, vaan hallitusti painuva rakenne, jossa pilarit ulotetaan sellaiseen syvyyteen, jossa pääosa painumista voidaan eliminoida. Määrämittaisten pilarien alle jäävän kerroksen painumat saattavat nopeutua pilaroinnin vaikutuksesta. Määrämittaisten pilarien käyttö ei vaikuta maapohjan routimisominaisuuksiin. Määrämittaisten pilarien vaikutus rakenteen stabiliteettia parantavana on luonnollisesti vähäisempi kuin täysimittaisilla pilareilla ja monesti vaikutus on olematon. Määrämittaisten pilarien vaikutus pitkien painuma-aallonpituuksien poistamisessa on myös vähäisempi kuin pilaristabiloinnissa (kuva 45). Määrämittaista pilarointia voidaan käyttää myös siirtymärakenteissa ja rakenteella on helppo liittyä joko painuvampiin tai painumattomiin rakenteisiin.

Menetelmän kriittiset tekijät ovat samat kuin pilaristabiloinnissa: pilarin halkaisija, pilariväli, pilarin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet sekä näiden lisäksi pilarin pituus vs. pilarin alle jäävän maakerroksen ominaisuudet. Pilarien alapuolisen kerroksen painuma lasketaan normaalina konsolidaatiopainuma. Määrämittaisten pilarien käyttöä ja mitoitusta on lyhyesti tarkasteltu julkaisussa /46/ [Syvästabiloinnin suunnitteluohje. TIEH 2100008-01.2001]. Määrämittaisten pilarien käyttöä siirtymärakenteissa on tarkasteltu julkaisussa /54/ [Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. TIEL 39/1994].

Massastabilointilaatta

Massastabilointilaatta soveltuu yleensä vastaaviin pohjasuhteisiin kuin massastabilointi, paksuja turvepohjia lukuunottamatta. Toiminnaltaan massastabilointilaatta vastaa massastabilointia kuten määrämittaiset pilarit pilaristabilointia, mutta laatta omaa lisäksi jonkin asteisen tien pituus- ja poikkisuuntaisen taivutusjäykkyyden. Taivutusjäykkyytensä ansiosta stabilointilaatta tasoiittaa yleensä sekä hieman pienempiä että hieman suurempia painuma-aallonpituuksia kuin määrämittaiset pilarit (kuva 45). Määrämittaisia pilareita matalamman vaikutussyvyytensä johdosta painumat saattavat jäädä suuremmiksi. Massastabilointilaattaa voidaan käyttää pintaosiltaan heikommin stabiloituvien materiaalien stabilointiin yhdessä pilaristabiloinnin tai määrämittaisten pilarien kanssa, jolloin se myös siirtää kuormituksia pilareille. Massastabilointilaatta homogenisoi pohjamaata ja parantaa kantavuutta.

Massastabiloidun laatan kriittisiä tekijöitä ovat laatan paksuus ja lujuus sekä laatan alle jäävän maapohjan painumaominaisuudet. Massastabilointilaatan alapuolisen kerroksen painuma lasketaan normaalina konsolidaatiopainumana. Massastabilointilaatan käyttöä ja mitoitusta on lyhyesti tarkasteltu julkaisussa /46/ [Syvästabiloinnin suunnitteluohje. TIEH 2100008-01.2001]. Massastabiloidun laatan kyvystä tasata lyhyitä tai keskipitkiä painuman aallonpituuksia ei ole olemassa laskentamenettelyjä.

Paalutus

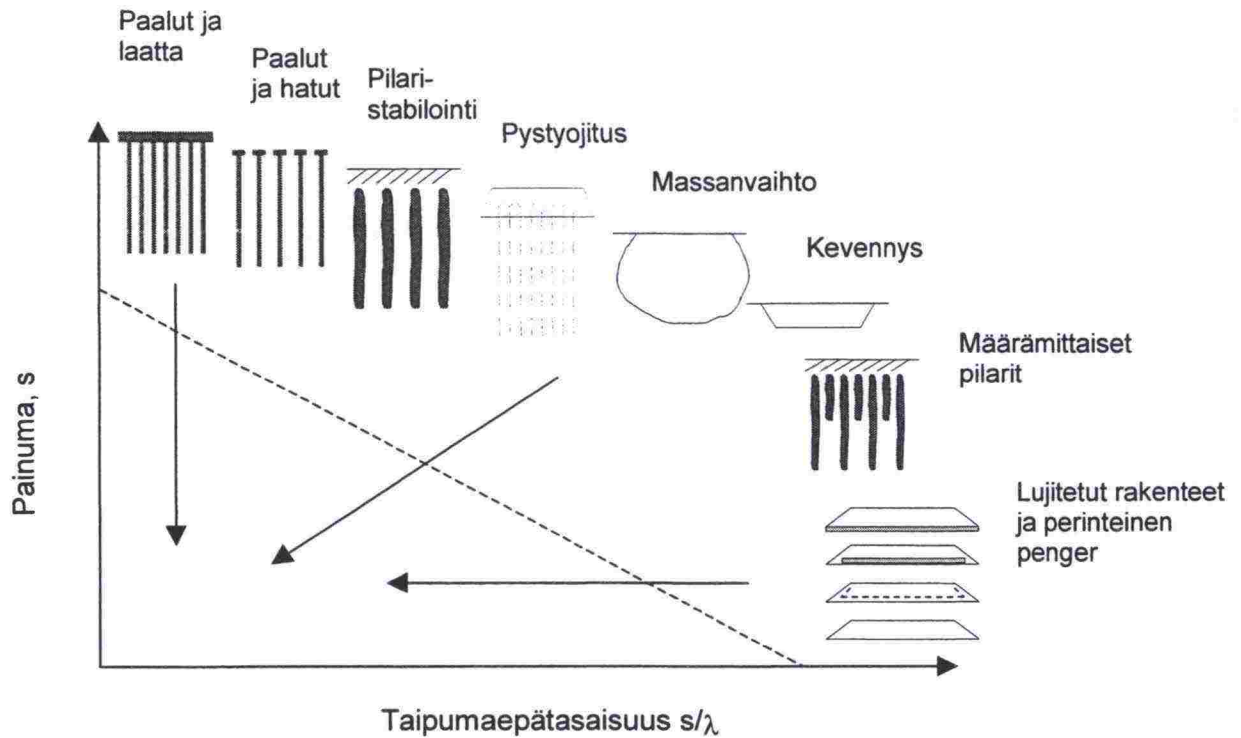
Paalutuksen tyypillisimpiä käyttökohteita ovat yleensä korkeat penkereet silloin, kun massanvaihtoa ei maakerrosten paksuuden puolesta pystytä tekemään. Paalutusta käytetään yleensä myös siirtymättömien rakenteiden, kuten siltojen yhteydessä. Pienillä pengerkorkeuksilla ja / tai suurilla pehmeikkösyvyyksillä käytetään useimmiten paalulaattaa paaluhattujen sijaan. Paalutus on yleensä varmin painumia ja painumaeroja poistava rakenne (kuva 45), mutta myös kallein. Paalutuksella poistetaan yleensä kuitenkin myös pohjamaan routivuuteen ja kantavuuteen liittyvät ongelmat, kun paalutuksen varaan tulevan penkereen korkeus on vakiintuneen käytännön mukainen (1,5 m tai suurempi). Paalutuksen käyttöä ja mitoitusta on tarkasteltu julkaisussa /30/ [Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje. Suunnitteluvaiheen ohjaus. TIEH 2100007-01. 2001].

6.5.3 Rakennevaihtoehtojen valinta

Alustavan painumalaskennan ja tien pinnan tasaisuustarkastelun perusteella valitaan tielinjan homogeenisilla osuuksilla käytettävät ratkaisut. Perusratkaisun muodostaa maanvarainen penger (perusratkaisu), jota käytetään aina silloin, kun painuminen ei muodosta estettä sen käytölle. Tielinjalla painumia on aina rajoitettava penkereen kokonaispainumien ylittäessä painuman raja-arvoissa esitetyt sallitut kokonaispainumat tai kaltevuuden muutokset. Alle 5 cm painumia ei yleensä ole tarpeen rajoittaa. Lisäksi on kuitenkin huomioitava tielinjan pakkopisteet (sillat, liittymät, rummut yms.), jotka saattavat vaatia painumien rajoittamista hyvinkin pieniksi eli painumattomien rakennerratkaisujen käyttöä. Taulukossa 3 (luku 3) on esitetty TPPT-suunnittelujärjestelmän raja-arvot enimmäispainumille ja tien pinnan kaltevuuden muutoksille.

Rakenteiden valinnassa huomioidaan reunaehtona myös käytettävissä oleva rakennusaika. Esikuormituksen ja/tai pystyjoituksen käyttö vaatii yleensä muita pohjarakennustapoja huomattavasti pidemmän rakennusajan. Myös stabilointien lujittuminen vaatii aikaa, jonka pituus riippuu ennekaikkea sideaineesta ja lämpötilaolosuhteista.

Kullekin homogeeniselle osuudelle pyritään valitsemaan vähintään kolme toimivuudeltaan samanarvoista ratkaisua, joille niiden alustavan mitoituksen jälkeen lasketaan kustannukset edullisimman vaihtoehdon valitsemiseksi. Toimivuudeltaan rakenteet valitaan kokonaissiirtymiä poistavista tai siirtymäeroa tasaavista ratkaisuista (kuva 45).



Kuva 45. Painumien poistaminen pohjarakennusratkaisuilla ja taipumaepätasaisuuksien (s = painuma, λ = painuman aallonpituus) pienentäminen eri pohjarakennusratkaisuilla.

Pohjavahvistusmenetelmän valintaa ja niiden kustannustietoutta on käsitelty julkaisussa /33/ [Pohjavahvistusmenetelmän valinta. TIEL 79/1996]. Erityyppisiä rakennevaihtoehtoja (rakennekortteja: referenssirakenteet, syvä- ja massastabiloidut rakenteet, kevennetyt ja lujitetut rakenteet sekä yhdistelmä-rakenteet) sekä niiden kustannusvertailuja samoissa pohjasuhteissa on esitetty TPPT-raporteissa /27/ [Rakenneratkaisujen valintaperusteita. Mäkelä, H. TPPT työraportti. 2000] ja /8/ [Rakenneratkaisujen alustava suunnittelu ja kehittäminen. TPPT RA11-12-13. Fischer, K., Mäkelä, H., Toivanen, T. & Turunen, A. TIEL 38/1996]

Kokonaissiirtymiä poistavia (kokonaispainuman poistavia) ratkaisuja ovat (kuva 45)

- paalulaatta (betoni- ja teräspaalut) ja vaihtoehtoisesti paalut ja paaluhatut
- syvästabilointi (lujat pilat, puolilujat pilarit, massastabilointi)
- massanvaihto (täydellisenä kantavaan pohjaan asti)
- kevennys (täydellinen kompensatio)
- esikuormitus ja/tai pystyöjitus (riittävän pitkällä aikajänteellä)

Siirtymäeroja tasaavia (kokonaispainumaa pienentäviä) ratkaisuja ovat (kuva 45)

- rakenteen kevennys
- rakenteen lujittaminen
- stabiloidut määrämittaiset pilarit

- massastabilointilaatta
- esikuormitus ja/tai pystyjoitus.

Mikäli tieltä edellytetään painumattomuutta, katsotaan paalutus, syvästabilointi ja täydellinen massanvaihto -vaihtoehdot teknisesti samanarvoisiksi rakenteiden toimivuuden suhteen. Kaikilla näillä ratkaisuilla pystytään vaikuttamaan myös lähes kaikkiin painuman aallonpituuksiin. Alustavaan mitoitukseseen ja kustannusvertailuun valitaan tällöin kaikki vaihtoehdot järjestyksessä

1. massanvaihto
2. syvästabilointi (alle 5 m pehmeiköillä massastabilointi ensisijainen vaihtoehto) ja
3. paalutus (paalulaatta ensisijainen vaihtoehto).

Ensimmäiset vaihtoehdot jätetään tarkastelematta vain, mikäli ne eivät jostain syystä tule kyseeseen ko. pohjasuhteissa.

Painuman hallintaa edellyttävissä kohdissa kustannusvertailuun valitaan kolme rakennevaihtoehtoa järjestyksessä

1. esikuormitus ja/tai pystyjoitus
2. kevennys
3. määrämittaiset pilarit
4. massastabilointilaatta
5. lujittaminen.

Mikäli esikuormitus/pystyjoitus ei kohteessa tule kysymykseen, valitaan tarkasteluun kolme seuraavaa vaihtoehtoa, jne. Listalta poistetaan myös vaihtoehdot, jotka kohteen pohjasuhteiden puolesta eivät kohteeseen sovellu. Vaihtoehtojen tehokkuutta riittävään painuman poistoon arvioidaan alustavan painumalaskelman tulosten perusteella, jossa painumien ajallinen kehittyminen vakiokuormalla on laskettu. Määrämittaisten pilarien ja massastabilointilaatan voidaan karkeasti arvioida poistavan puolet kokonaispainumasta, kun toimenpide kohdistetaan kolmasosaan pehmeikön paksuudesta.

Mikäli painuma ei ole hallittavissa edellä mainituilla menetelmillä, valitaan rakenne kokonaissiirtymiä poistavista rakenteista. Lujitusratkaisun valinta edellyttää jo lähes sallitulla tasolla olevia kokonaispainumia alustavassa painumalaskelmassa. Rakenteen valintaan vaikuttaa luonnollisesti myös käytettävien siirtymärakenteiden tyyppi ja pituus, ja päinvastoin.

Vanhoilla teillä pohjarakenteen valinta liittyy useimmiten tien leventämiseen. Mikäli tien pohjarakenteet uusitaan kokonaan, valitaan pohjarakenteet kuten uusillakin teillä. Levennyksen painumien vähentämisessä käytetään ensisijaisesti painuman suhteen joustavia rakenneratkaisuja (määrämittaiset pilarit, massastabilointilaatta, kevennys, lujittaminen). Vaihtoehdoista selvitetään aina määrämittaisten pilarien käyttö, kevennys- ja lujitusvaihtoehdot. Massastabilointilaatta toimii määrämittaisten pilarien vaihtoehtona tapauksissa, joissa odotettavissa olevat painumaerot muodostavat kokonaispainumaa suuremman ongelman. Vanhan tien painumien ollessa jo tapahtunut, voi-

daan levennykseen valita myös painumattomia vaihtoehtoja, yleensä täydellinen kevennys, pilari- tai massastabilointi.

Siirtymärakenteet painumaeroille

Rakenteen painuman hallinta perustuu painumakriteerien ylittävien kohtien rajoittamiseen. Painumakriteereinä käytetään suunnittelun ensimmäisessä vaiheessa kokonaispainumaa, painumaeroa sekä pituus- ja poikkisuuntaista kulmakiertymää (taulukko 3, luku 3).

Pohjasuhteiden vaihtelu ja maapohjalle tulevan kuormituksen muuttuminen lyhyellä matkalla aiheuttavat tiehen jyrkkiä painumaeroja. Epätasaiseen kohtaan kohdistuvat liikenteen sysäykset aiheuttavat tiehen ylimäärisiä rasituksia, jotka etenkin raskaan liikenteen alla nopeuttavat ja laajentavat tien pinnan epätasaisuutta ja saattavat johtaa tien ennenaikaiseen vaurioitumiseen. Kohtiin, joissa painumakriteerien odotetaan ylittyvän, suunnitellaan pohjanvahvistukset siten, että painumat ja painumaerot pysyvät sallituissa rajoissa vahvistetulla ja vahvistamattomilla alueilla sekä siirtymärakenteiden kohdilla.

Luvussa 3 on esitetty tien pinnan sallitut enimmäispainumat sekä kaltevuuden muutokset tien pituus- ja poikkisuuntaan. Tierakenteet on luokiteltu tien toiminnallisen luokan (ajonopeuden) mukaan.

Enimmäispainumien sekä sallittujen kaltevuuden muutosten lisäksi suunnittelussa on huomioitava seuraavat seikat:

- Jos tien odotettavissa olevat painumat ovat huomattavia, suunnitellaan painuvalle tielle 0,5 - 1,0 % suurempi poikkikaltevuus kuin painumattomalle tielle.
- Pintakuivatuksen ja siihen liittyvien kuivatusrakenteiden (esim. reunakivet, sadevesikaivot ja -viemärit) toimivuuden lisäksi on otettava huomioon myös tierakenteen kuivatuksen toimivuus.
- Muilla kuin betonipäälysteillä voidaan tien poikkisuuntaisia sekä paikallisesti myös pituussuuntaisia painumaeroja tasoittaa uudelleenpäälystämisen yhteydessä.

Siirtymärakenteita käytetään tasoittamaan tien pituus- ja poikkisuuntaisia epätasaisuuksia, jotka johtuvat perustamistapojen vaihtumisesta sekä pohjasuhteiden muuttumisesta. Jyrkkiä ja haitallisen suuria painumaeroja muodostuu tavallisesti siirryttäessä painumattomalta paalulaatalta (tai sillalta) maanvaraiseen rakenteeseen sekä pohjanvahvistusten muutoskohdissa.

Painumaerot, jotka syntyvät pehmeikköjen reuna-alueille pituus- ja erityisesti poikkisuuntaan, ovat hankalasti paikallistettavissa. Painumaominaisuuksien paikallisten vaihtelujen takia siirtymärakenteiden kohdistaminen oikeaan paikkaan on vaativa tehtävä. Siirtymärakenteen suunnittelussa on kiinnitettävä huomio rakenteiden rajakohtien painumamitoitukseen. Siirtymärakenteen pituuden tulee olla riittävä /54/ [Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. TIEL 39/1994].

Siirtymärakenteina käytetään tavanomaisia pohjanvahvistusmenetelmiä:

- kevytsora-, EPS- sekä muut keventeet
- syvästabilointi, yleensä määrämittäinen pilarointi
- esikuormitus
- massanvaihto
- pystyjoitus
- lujitteet ja telat
- siirtymälaatat, erityisesti paalulaattojen yhteydessä.

Valittava siirtymärakenne määräytyy käytettyjen pohjanvahvistusmenetelmien, pehmeikön syvyyden sekä kokonaispainumien perusteella. Siirtymärakenteen pituus on määritettävä tapauskohtaisesti ja valintakriteerinä käytetään sallittuja painumaeroja sekä enimmäispainumaa. Sovellettaessa luvun 3 kulmakiertymäkriteereitä homogeenisiin pohjaolosuhteisiin tapaukselle, jossa siirrytään painumattomalta rakenteelta painuvaan, siirtymärakenteen pituus on *taulukon 13* mukainen arvo (TPPT-arvot). Taulukossa on esitetty myös luvun 3 mukaan määritetty siirtymärakenteen maksimipituus homogeenisissa olosuhteissa.

Taulukko 13. Siirtymärakenteen pituus pehmeiköllä (TPPT-arvot).

Painuma, mm	Siirtymärakenteen pituus, m		
	Moottoritiet	Valta- ja kantatiet	Seudulliset tiet
100	25	20	14
200	50	40	29
300	75	60	43
400	100	80	57
500	-	100	71
600	-	-	85
Siirtymärakenteen enimmäispituus	100	100	80

6.5.4 Pohjarakenteen riski-kustannus tarkastelu

Lopullisen pohjarakenteen valinnassa voidaan käyttää hyväksi toimivuudeltaan lähes samanarvoisten rakenteiden riski-kustannustarkastelua. Kullekin rakenteelle tehdään (karkea) kustannusarvio. Kustannukset jaetaan edelleen vuosikustannuksiksi *taulukossa 14* esitettyjä toimivuusaikoja (TPPT-ehdotus) käyttäen. Saadut vuosikustannukset jaetaan edelleen samassa taulukossa esitetyllä riskitekijällä. Riskitekijä huomioi rakenteiden eri suuruiset riskit painumien ja painumaerojen poistamisen onnistumisessa ja mahdollisissa jatkopainumissa.

Vuosikustannukset lasketaan kaavalla (3)

$$V = c_n \cdot K$$

(3)

$$c_n = \frac{i \cdot (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

missä

- V = vuosikustannus
 c_n = vuosikustannuskerroin
 K = investoinnin nykyarvo (ylläpitokustannuksia ei tässä huomioida)
 i = korkokanta (esim. 4 % = 0.04)
 n = toimivuusaika vuosia

Taulukko 14. Eri pohjarakenteiden toiminnallinen elinikä ja riskitekijä (TPPT-ehdotus).

Pohjarakenne	Toiminnallinen elinikä	Riskitekijä
Paalulaatta - betoni tai teräspaalut - puupaalut	80 ???	1.0
Paaluhattu - betoni- tai teräspaalut - puupaalut	50 ???	0.9
Syvästabilointi	50	0.8
Massanvaihto (kovaan pohjaan)	80	0.7 (syvät pehmeiköt) 0.9 (matalat pehmeiköt)
Esikuormitus / pystyjoitus	50	0.6
Määrämittaiset pilarit	30	0.7
Massastabilointilaatta	30	0.8
Kevennys	30	0.8
Lujittaminen	20	0.7

Esimerkki

Paalulaattakohteen rakennuskustannukset ovat 1 000 000 mk, toiminnallinen elinikä 80 v ja korkokanta 4 %. Vuosikustannukset ovat

$$c_n = \frac{0,04 \cdot (1 + 0,04)^{80}}{(1 + 0,04)^{80} - 1} = 0,0418$$

$$V = 0,0418 \cdot 1000\,000 = 41814 \text{ mk}$$

ja riskitekijä (1.0) huomioiden $41\,814 / 1.0 = 41\,814 \text{ mk}$

Määrämittaisia pilareita käyttäen rakennuskustannukset ovat 300 000 mk ja vastaavat vuosikustannukset

$$c_n = \frac{0,04 * (1 + 0,04)^{30}}{(1 + 0,04)^{30} - 1} = 0,0578$$

$$V = 0,0578 * 300\,000 = 17\,349 \text{ mk}$$

ja riskitekijä (0.7) huomioiden $17\,349 / 0.7 = \underline{24\,783 \text{ mk}}$

Lopputulos: Tässä tapauksessa valitaan määrämittaiset pilarit.

6.6 Tien eliniän määrittäminen painumalle

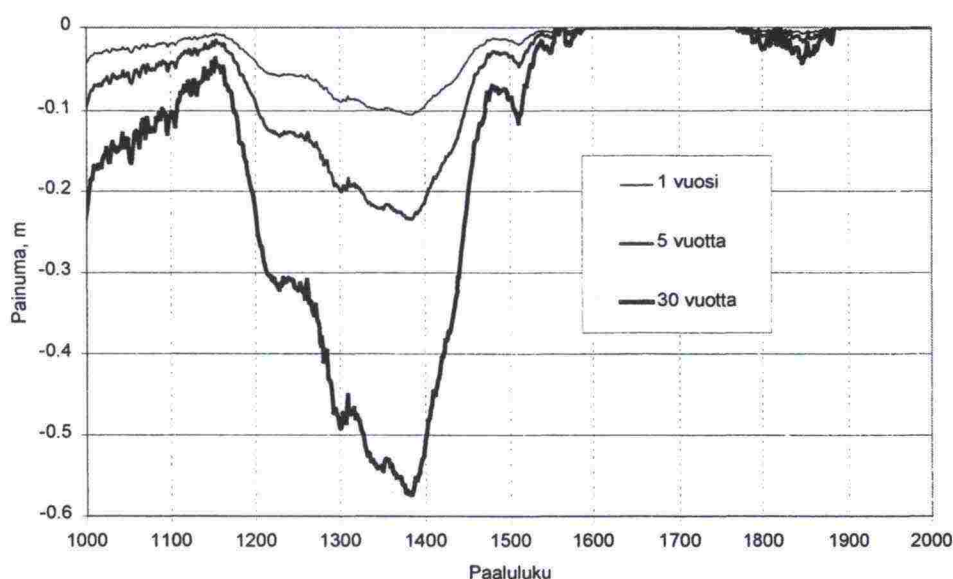
Ensimmäisen päällystyskerran jälkeen tapahtuva tien painuminen määritetään seuraavasti:

- Arvioidaan pohjasuhdetietojen perusteella alueet, joissa odotettavissa oleva painuma 30 vuoden aikana on alle 50 mm. Nämä kohdat oletetaan jatkossa painumattomiksi.
- Tutkitaan sähkönvastusluotaukseen ja täydentäviin pohjatutkimustuloksiin perustuen muut kuin edellä mainitut, lähes painumattomat kohdat sekä laskemalla 1, 2, 5, 10, 20 ja 30 vuoden aikana tapahtuva painuma menetelmäkuvauksessa TPPT 18 "Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pixelimallilla" esitetyillä tavoilla.
- Lasketaan tai arvioidaan mahdollisesti käytettyjen pohjarakennettujen alueiden odotettavissa olevat painumat 1, 2, 5, 10, 20 ja 30 vuoden aikana.

Alle 50 mm painuviksi voidaan olettaa kaikki karkearakeisille kivennäismaalajeille perustetut tiet. Raja alle 50 mm painuvien ja yli 50 mm painuvien alueiden välillä kulkee yleensä siltimaalajien alueilla tai alueilla, joissa muuten kokoonpuristuvat maalajit, kuten savet, liejusavet tai turpeet ovat paksuudeltaan alle 0,5 m. Epäselvissä tapauksissa suositellaan aina tehtäväksi tarkentavat tutkimukset sähkönvastusluotauksella ja näytteenottolla, jotta enakoimattomilta painumaerohaitoilta välttyttäisiin. Tällaisia tapauksia ovat esimerkiksi geologiset lievealueet, joissa leikkaustason karkeidenkin maakerrosten alapuolelle voi jäädä hienorakeisia tai eloperäisiä maakerroksia, sekä mahdollisesti ylikonsolidoituneiden savimaakerrosten alueet ja silttisen saven ja savisen siltin alueet.

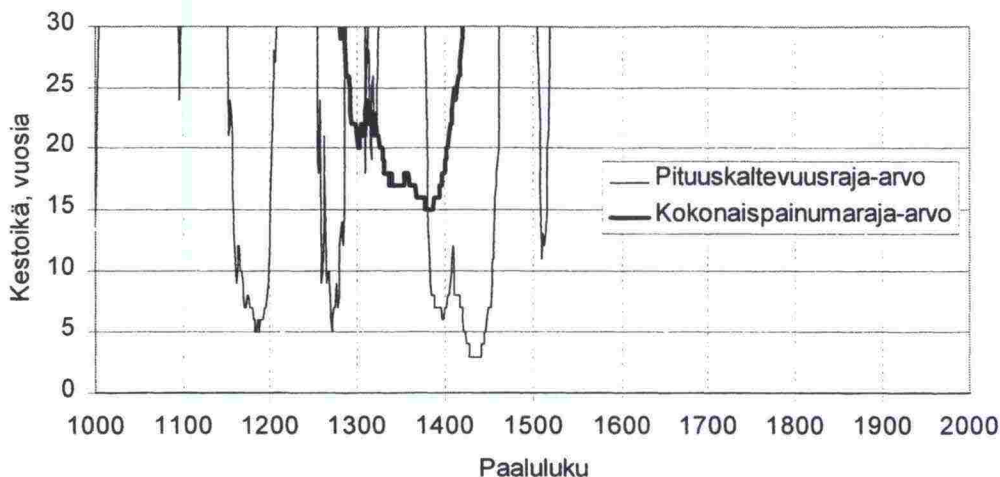
Alle 50 mm / 30 v painuvien osuuksien epätasaisuudesta johtuvat haitat ovat yleensä helposti poistettavissa (tulevat yleensä poistetuksi) päällystämällä. Myös 50...200 mm painuvien tieosuuksien haitalliset epätasaisuudet voidaan poistaa päällystämällä, jos haitallisen painumaeron syntymisen nopeus alittaa arvioidun päällystyskierron nopeuden. Kohdissa, joissa painumanopeus on suurempi kuin 50 mm viidessä vuodessa, tulee aina tarkistaa, ettei pituussuuntainen kaltevuuden muutos tien elinikänä ylitä sallittua kaltevuuden muutosta, ottaen myös huomioon mahdolliset tasaavat päällystyskerrat.

Painumat määritetään laskennallisesti yhden metrin välein tien pituussuunnassa tien keskilinjalla (TSARPIX-ohjelma). Laskelmien tuloksena saadaan *kuvan 46* mukaiset aika-painumaennusteet. *Kuvassa 46* on esitetty vain 1, 5 ja 30 vuoden aikana odotettavissa olevat painumat. Painumat on laskettu lähtien tien geometrisen suunnittelun tuottamasta tasausviivan asemasta.



Kuva 46. Lasketut painumat 1, 5 ja 30 vuoden kuluttua tien rakentamisesta.

Tien luokasta ja sallittavasta ajonopeudesta riippuen tielle on asetettu toisaalta raja-arvot kokonaispainumalle ja toisaalta sallittavalle pituuskaltevuu- den muutokselle (luku 3). Pituuskaltevuu- den muutos on vaihtoehtoisesti esitettävissä myös ympyränkaarisoituksen käyryyden, kaarevuussäteen tai keskuskulman maksimiarvona (ks. luku 3) tai leikkaavan oikolautamenetel- män maksimiarvona. Se ajankohta, jolloin kyseinen raja-arvo saavutetaan, voidaan interpoloida 1, 2, 5, 10, 20 ja 30 vuoden painumakuvaajista, *kuva 47*. Normaalistikonsolidoituneille savimaille interpolointi voidaan tehdä las- kettujen 2, 5, 10, 20 ja 30 vuoden painumien välillä $\sqrt{\text{aika}}$ -suhteessa. Mer- kittävästi sekundaarista konsolidaatiopainumaa sisältävillä maapohjilla, ku- ten myös ylikonsolidoituneilla maapohjilla, interpolointi tehdään lineaarisesti eri aikoina laskettujen painumien välillä.



Kuva 47. Laskettujen painumien ja asetettujen raja-arvojen perusteella laskettu, paikkakohtainen kestoikä. Kestoikä on kummallakin kriteerillä laskettujen kestoikäjen minimi. Kuvan esimerkissä on kokonaispainuman raja-arvo 400 mm ja pituuskaltevuuden raja-arvo 0,05%.

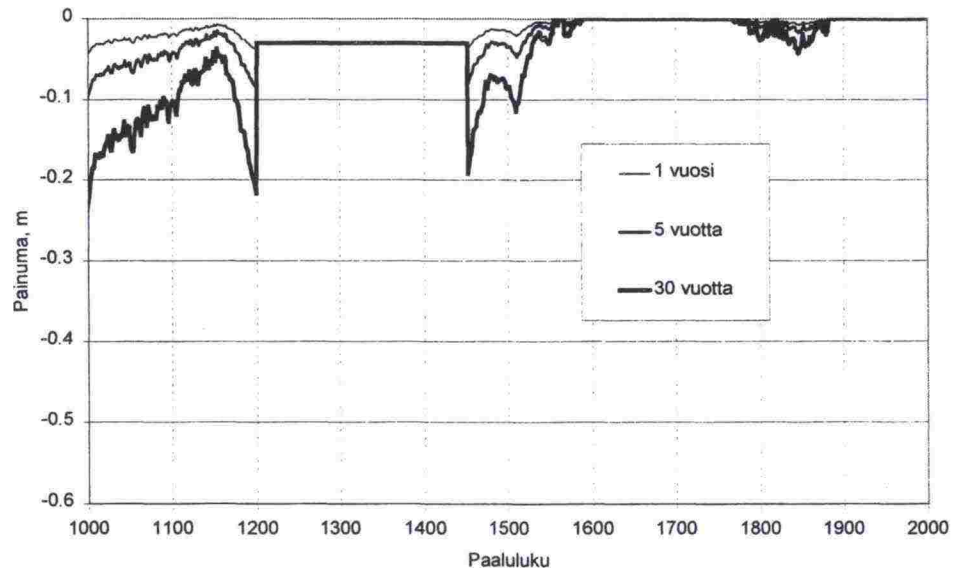
Kuvan 47 kestoikä edustaa maanvaraisen, pohjarakentamattoman tien kestoikää, jossa mahdollista päällystämistä pituuskaltevuuden muutosta tasavana tekijänä ei ole huomioitu. Kuvan 47 informaation perusteella voidaan tehdä päätelmiä myös tarvittavista pohjarakennustoimenpiteistä ja niiden sijoitteluista. Ennen haluttua tavoitekäyttöikää toteutuvat pituuskaltevuusrajojen ylitykset voidaan poistaa siirtymärakenteilla, ellei siirtymärakenteen pituus muodostu hyvin suureksi, jolloin siirtymärakenteen sijasta on syytä käyttää laaja-alaista pohjarakennusvaihtoehtoa. Siirtymärakenteita ei myöskään tarvita, jos syntyvien epätasaisuuksien tasaukset voidaan tehdä päällystämällä.

Päällystämällä voidaan eliminoida syntyvät epätasaisuudet, jos pituuskaltevuuden muutosnopeus on pieni ja kokonaispainuman raja-arvo ei ole kriteerinä. Yleensä päällysteellä tehtävää haitallisen pituuskaltevuuden ehkäisemistä ei tule tehdä alueella, jossa 30 vuoden aikana odotettavissa oleva painuma ylittää 200 mm. Esimerkiksi kuvan 46 tapauksessa tasausta pelkästään päällystämällä ei siten tule tehdä paaluvälillä 1200...1450 m. Tällä alueella päällystämällä tehtävä tasaus lisää tien pinnalle massaa, joka edelleen kiihdyttää painumien syntymistä ja kokonaispainuman määrää, jolloin suunnittelussa helposti joudutaan epästabiiliin tilaan.

Kokonaispainuman raja-arvon ylittävät kohdat tulee suunnitella ensimmäiseksi ottaen huomioon niiden painumaennuste. Jos tavoitekäyttöiksi painuman suhteen kuvan 47 tapauksessa asetetaan esimerkiksi 25 vuotta, tulee kokonaispainuman takia luopua maanvaraisesta perustamisesta tai käyttää muita, tien painumia pienentäviä rakenneratkaisuja (keventäminen, esirakentaminen tms.) paaluvälillä 1280...1420 m. Koska edellä mainitun alueen päätekohtissa on toteutumassa varsin nopeat kaltevuudenmuutokset, valitaan pohjarakennettavaksi alustavasti yli 200 mm 30 vuodessa painuva alue, eli paaluväli 1200...1450 m.

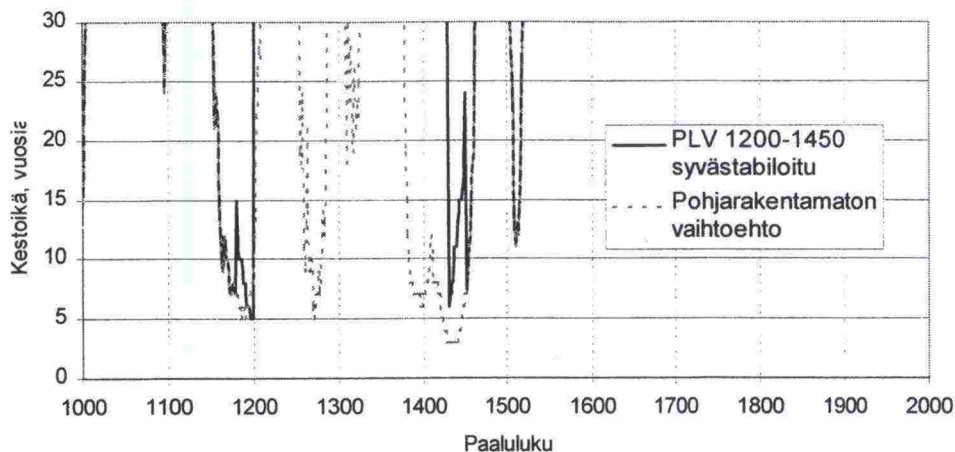
Valitaan kyseisen alueen pohjarakennusmenetelmäksi (1. pohjarakenneratkaisuvaihtoehto) kovaan pohjaan ulottuva pilaristabilointi. Rakenne mitoitetaan ja rakenteen painumaennuste tehdään ao. mitoitusohjetta noudattaen /46/ [Syvästabiloinnin suunnitteluohje. TIEH 2100008-01.2001]. Oletetaan yksinkertaistaen, että paaluvälillä 1200...1450 m pilaroidun alueen painuma on tasainen, painuma syntyy 1. vuoden aikana ja se on 30 mm. Tämän jälkeen pilarikentälle perustettu tierakenne ei painu. Lisäksi päätetään, että tarkasteltavalle alueelle voidaan tehdä kaltevuuden korjauksia päällystyskierron yhteydessä. Päällystyskierto on 10 vuotta, jona aikana syntyneet kaltevuuden muutokset voidaan korjata alueilta, joissa painuma on alle 200 mm 30 vuodessa. Päällystämisen ei tältä osin arvioida aikaansaavan lisäpainumia.

Mikäli paaluväli 1200...1450 syvästabiloidaan, poistuu kokonaispainumarajan ylittävät kohteet tarkasteltavalta osuudelta, kuva 48.



Kuva 48. Kokonaispainuma 1, 5 ja 30 vuoden aikana, kun paaluväli 1200...1450 on pohjarakennettu pilaristabiloimalla.

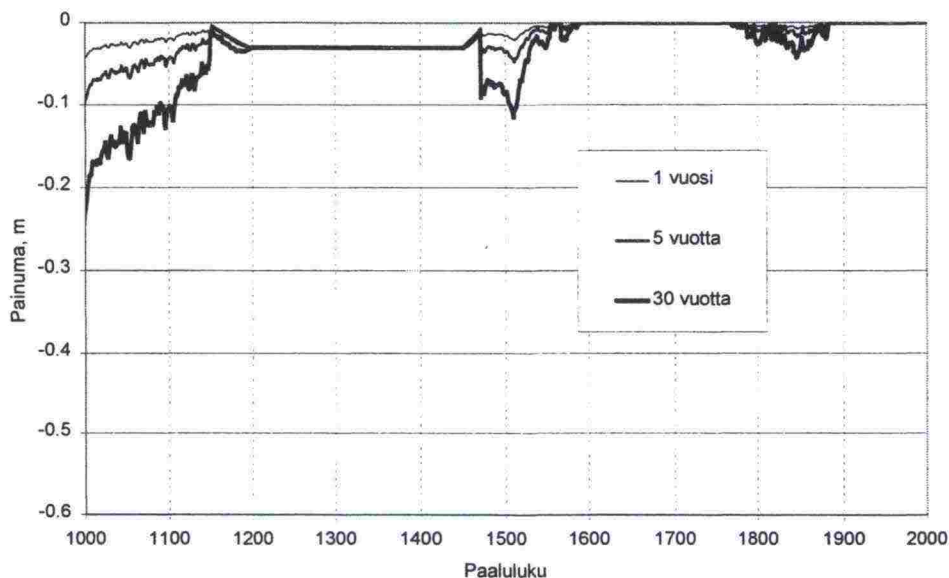
Pohjarakentaminen vaikuttaa myös kaltevuuden muutoskehitykseen pilaroidun alueen reunamilla, kuva 48. Kuvassa 49 on esitetty ajankohta, jolloin pituuskaltevuusraja-arvo ylittyy tapauksessa, että paaluväli 1200...1450 on pilaristabiloitu. Kuvaan 49 on katkoviivalla esitetty tilanne ennen pohjarakentamista.



Kuva 49. Pituuskaltevuuden raja-arvojen perusteella laskettu tien paikkakohtainen kestoikä.

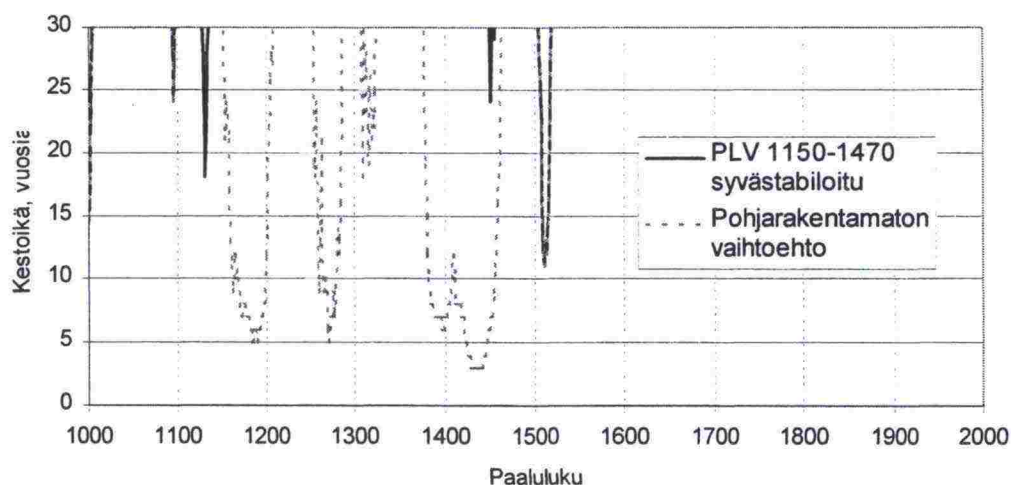
Jos päätetään päällystyksen yhteydessä (10 vuoden välein) tasata syntyneet pituuskaltevuuden raja-arvon ylittävät alueet, tulee siirtymärakentein huomioida ainoastaan ne osuudet *kuvassa 49*, joissa kestoikä alittaa 10 vuotta eli paaluvälit 1150...1200 ja 1450...1470. Koska pohjarakennettu osuus on toteutettu pilaristabiloimalla välillä 1200...1450, on luonnollista valita siirtymärakenteeksi pilaristabilointi määrämittaisilla pilareilla. Määrämittainen pilaristabilointi mitoitetaan ja mitoituksen yhteydessä arvioidaan siirtymärakenteen painumat 1, 2, 5, 10, 20 ja 30 vuoden ajankohdilla. Tämän jälkeen voidaan siirtymärakenteiden aikapainumalaskennan tulokset siirtää *kuvan 48* painumalaskennan tulosten päälle ja laskea uudelleen pituuskaltevuuden suhteen tieosan paikkakohtaiset kestoiät.

Oletetaan esimerkiksi, että laskelmien perusteella painuma siirtymärakenteen päättymiskohdalla on 30% alkuperäisen, maanvaraisen rakenteen painumasta ja se noudattaa samaa ajallista jakautumista kuin maanvaraisella rakenteella. Lisäksi oletetaan, että siirtymärakenteen alueella painuma pienenee pohjaan asti stabiloidun rakenteen painumaksi siirtymärakenteen sisäalueella. Tällöin saadaan lopullisen rakenteen aikapainuma *kuvan 50* mukaiseksi.



Kuva 50. Painuma 1, 5 ja 30 vuoden aikana, kun paaluväli 1150...1470 on rakennettu syvästabiloimalla käyttäen päätyosilla määrämittäisiä pila-reita.

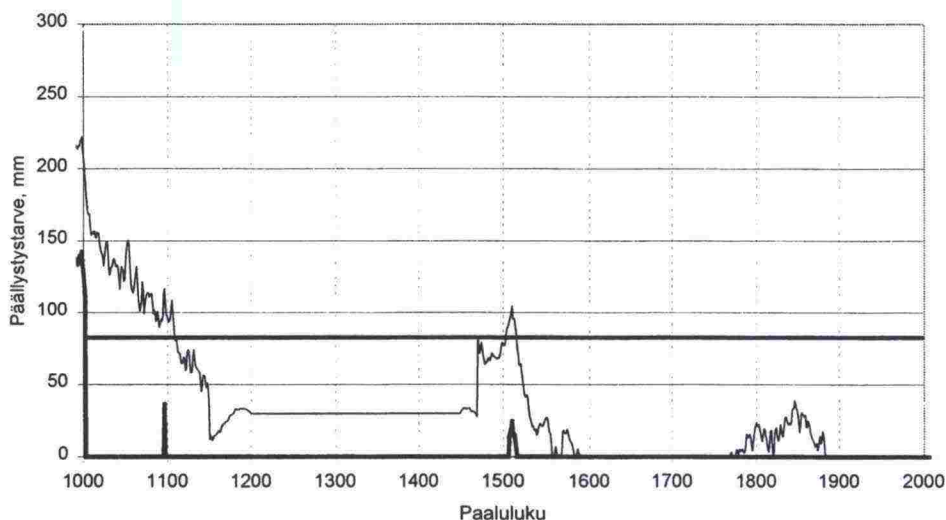
Kuvan 50 tilanteessa pituuskaltevuuden raja-arvot (ilman tasauspäällystystä) toteutuvat kuvan 51 mukaisina. Kuvassa 51 on katkoviivalla esitetty tilanne ennen pohjarakentamista.



Kuva 51. Pohja- ja siirtymärakenteilla korjatun painuvan tien kaltevuudenmuutoksen raja-arvon toteutumisaikajako.

Päällystämällä varaudutaan tasaamaan ne osuudet, joissa kaltevuusraja-arvot ylittyvät ennen tavoiteikäkäyttöä 25 v eli kohdat: Plv 1000...1003, Plv 1130...1132, Pl 1450 sekä Plv 1507...1518. Paaluvälin 1000...2000 pitämiseksi alkuperäisellä tasolla tarvitaan kuvassa 51 esitetty määrä päällystettä. Mikäli kohde päällystetään 10 vuoden välein esimerkiksi 40 mm päällysterroksella - eli 80 mm 20 vuodessa - on tarvittava lisäpäällystystarve, jottei

kaltevuusraja-arvoa ylitetä, kuvassa 51 esitetyn vaakaviivan yläpuolelle jäävä osuus. Paikallisesti kaltevuusraja-arvojen ylitykset voidaan eliminoida kohdistamalla päällystys ainoastaan kohtiin PI 1000...1003, Plv 1095...1200 sekä Plv 1507...1518.



Kuva 52. Päällystystarve, jos tien pinta halutaan pitää alkuperäisellä tasolla 25 vuoden ajan. Ohuella viivalla on esitetty päällystystarve tien korkeustason pitämiseksi ennallaan. Paksu vaakaviiva esittää 10 vuoden välein tehtyjen 40 mm päällystysten yhteismäärää. Paksu murtoviiva esittää kaltevuuden raja-arvojen ylityspaikkoja, jos 40+40 mm päällystys tehdään, sekä sen lisäpäällysteen paksuuden, jota kaltevuuden raja-arvon ylityksen poistamiseen tarvitaan.

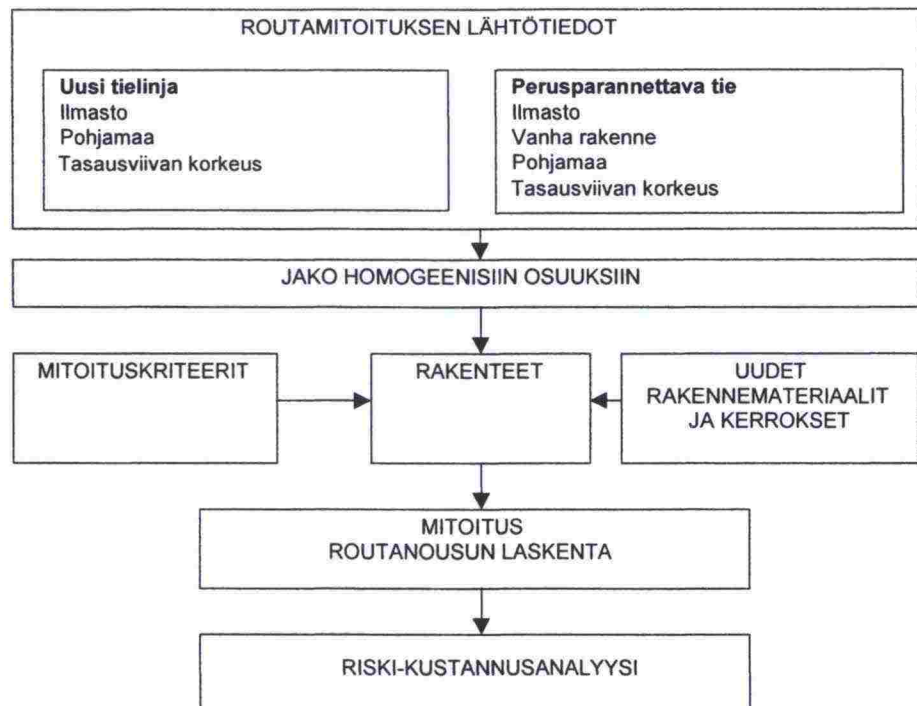
7 RAKENTEEN ROUTAMITOITUS

7.1 Routamitoituksen periaate

Routasuojauksen suunnittelun ja routamitoituksen tavoitteena on varmistaa, että

- routivilla pohjamailla tien pinnan routanousu ei ylitä rakenteiden toiminnan ja tien tasaisuuden kannalta haitalliseksi määritettyä arvoa ja, että
- vaurioittavan routanousun todennäköisyys ja epätasaisuuden suuruus ja toistuvuus ovat hallinnassa.

Menetmäkuvauksessa TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus" esitettyjen periaatteiden mukaan voidaan tietyllä routanousutasolla arvioida tierakenteen routasuojaustarvetta paikallisten pohjasuhteiden ja ilmasto-olojen perusteella (kuva 53). Tarkastelu soveltuu sekä vanhan rakenteen routavaurioiden korjauksen suunnitteluun että uusien rakenteiden routasuojauksen mitoittamiseen. Routanousun ja sen toistuvuuden perusteella voidaan arvioida päällysteen ja/tai rakenteen vaurioitumisriskiä sekä tien pinnan epätasaisuuden toistumista. Vaurioitumisriskin perusteella voidaan arvioida edelleen routanousuista aiheutuvaa elinkaarikustannuksiin vaikuttavaa kustannusosuutta (raportti TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi").



Kuva 53. Tierakenteen TPPT-suunnittelujärjestelmä, periaatekaavio routamitoituksesta

Routamitoituksessa suunnitellulle rakenneratkaisulle lasketaan tien pinnan routanousu valitun mitoituslaskelman pakkasmäärää käyttäen. Laskentaa varten tarvitaan tiedot mm. pohjamaan routanousuominaisuuksista ja lämpötekni-
sistä ominaisuuksista sekä routimattoman tierakenteen kerrosten pak-
suuksista ja lämpötekni-
sistä ominaisuuksista. Routamitoituksessa pohja-
maan ja alusrakenteen routanousuominaisuuksia kuvataan routimiskertoi-
mella (SP, segregatiopotentiaali).

Routamitoitusta varten suunniteltava tielinja jaetaan tasalaatuisiin osa-
alueisiin, joille kullekin arvioidaan yksi routimiskerroin. Jako tasalaatuisiin
alueisiin tehdään käyttäen hyväksi alueen geologiatietoja, kartta-aineistoa,
ilmakuvia ja pohjatutkimustietoja. Jako voidaan tehdä pohjamaan / alusra-
kenteen savipitoisuuden mukaan käyttäen hyväksi rakeisuustietoja sekä sa-
vipitoisuus-routimiskerroin vuorosuhdetta (menetelmäkuvaus TPPT 7 "Routi-
miskertoimen määrittäminen").

Tien keskiliinjalle laskettua routanousua verrataan ko. tielle ja tierakenteelle
sallittavaan routanousuun, joka määräytyy joko rakenteellisen kestävyuden
tai ajomukavuuden perusteella (luku 3).

7.2 Rakenneratkaisun valinta

Tavallisimmat tien routarakenneratkaisut ja eri rakennevaihtoehtojen käyt-
tösuositusta routanousujen suhteen on esitetty taulukossa 15 /27/ [Raken-
neratkaisujen valintaperusteita. Mäkelä, H. TPPT työraportti. 2000] ja /8/
[Rakenneratkaisujen alustava suunnittelu ja kehittäminen. TPPT RA11-12-
13. Fischer, K., Mäkelä, H., Toivanen, T. & Turunen, A. TIEL 38/1996].

Taulukko 15. Routarakennevaihtoehtojen ominaisuuksia ja valintaperusteita

Rakenneratkaisu	Materiaaliratkaisut	Sallittu laskennallinen routanousu
Ohut päällyste ja paksut sitomattomat kerrokset	Routasuojaus suodattimella tai jakavalla kerroksella	esim. 50 – 100 mm
Routaeristerakenteet	Routasuojaus polystyreenilevyillä kevytsoralla palaturpeella masuunikuonalla	50 – 75 mm
Lujiterakenteet	Teräsverkkolujite Geosynteettiset lujitteet	100 – 150 – 250 mm alle 50 – 100 mm
Alusrakenteen parantaminen	Homogenisointi Stabilointi	50 – 100 mm alle 50 mm
Kuivatusratkaisut*)	Sivuojen syventäminen Salaojat ja salaojituskerros	50 – 100 mm 50 – 100 mm

*) Menetelmäkuvaus TPPT 18 kuivatus esitetään lisätoimenpiteenä, ja
sen arvioidaan olevan tehokas vain rajatapauksissa (karkea maa/siHk tai
HkMr)

Rakenneratkaisujen erityispiirteitä roudan hallinnassa

Routasuojauksen ja/tai routanousukestävyyttä parantavien rakenteiden riskikustannusvertailuun vaikuttaa myös mahdollisen korjaustoimenpiteen kustannukset. Suunnitteluvaiheessa on kuitenkin vaikeaa tietää, mikä mahdollinen korjaustoimenpide tulee olemaan. Syvälle sijoitettujen rakenteiden (pohjamaan stabilointi, homogenisointi) korjaaminen on yleensä kalliimpaa kuin vain pintaan kohdistuvat toimenpiteet (lujitteet).

Seuraavassa esitetään erilaisten roudan hallintaan tarkoitettujen rakenteiden erityispiirteitä ja myös routavaurioiden korjaustapoja mahdollisen epäonnistuneen mitoituksen varalle.

- a. Kivennäismaarakenne luonnontilaisella pohjamaalla (= tavanomainen rakenne)
 - suhteellisen paksu (routamitoitettu) rakenne, joka ei kestä taivutusvetoa
 - mitä routivampi pohjamaa on, eli mitä suurempi routimiskerroin on, sitä paksumpi on rakenne
 - mitä routivampi on pohjamaa, sitä paksumpi on routamitoitettu rakenne ja sitä syvemmälle sulamispehmenevä pohjamaa sijoittuu
 - korjaustapoja: tsv:n korotus, lujitteet, massanvaihto, routaeristys, ym.
- b. Hallitusti halkeileva tierakenne
 - soveltuu yleensä vain olemassaolevalle tielle
 - hyväksytään tietyn suuruinen routanousuhaitta
 - uutta tietä ei routamitoiteta, vaan korjataan pahimmat haittakohdat jälkikäteen
 - yleensä vain päällystettä korjataan, kun haitta muodostuu liian suureksi
- c. Kivennäismaarakenne homogenisoidulla pohjamaalla
 - samat kohdat kuin kohdassa a) ja lisäksi
 - homogenisoinnilla pienennetään routanousueroja lähinnä tien pituussuunnassa
 - voidaan sallia tavanomaista suurempi kokonaisroutanousu, jos pituussuuntainen routanousuero on määräävä tekijä (homogenisointi tasaa routanousuja)
 - korjaustapoja: tsv:n korotus, lujitteet, routaeristys, ym.
- d. Bitumistabiloituja kerroksia sisältävä rakenne
 - samat kohdat kuin kohdassa a) ja lisäksi
 - stabiloinnilla parannetaan pääasiassa kuormituskestävyyttä
 - paksu bitumistabiloitu kerros kestää lyhytaikaisesti vetoa, mutta routanousueroista johtuvaa halkeilua sillä ei voida estää (enintään viivästyttää halkeilua 1-2 vuodella); paksuus oltava yli 150 mm, vaikutus merkittävä vain rajatapauksissa, BSt aluksi pitkään pehmeä (1-2 v.)
 - korjaustapoja stabilointia purkamatta: tsv:n korotus, lujitteet,

e. Sementtistabiloituja tai muita vastaavia kerroksia sisältävä rakenne

- samat kohdat kuin kohdassa a) ja lisäksi
- stabiloinnilla parannetaan pääasiassa kuormituskestävyyttä
- stabilointi kestää huonosti roudan aiheuttamia muodonmuutoksia ja pakkaskutistumista
- stabiloinnin jäätymis-sulamiskestävyys ja pakkaskutistuman vaikutukset on tunnettava
- routanousua voidaan joutua rajoittamaan, jos halkeilematon laattakoko halutaan pitää suurena
- korjaustapoja stabilointia purkamatta: tsv:n korotus, lujitteet,

f. Kivennäismaarakenne stabiloidulla pohjamaalla

- samat kohdat kuin kohdassa a) ja lisäksi
- stabiloinnilla parannetaan kuormituskestävyyttä, pienennetään pituus-suuntaisia routanousueroja sekä vähennetään pohjamaan routivuutta ja sulamispehmenemistä
- stabiloinnin jäätymis-sulamiskestävyys ja routivuus tunnettava
- voidaan sallia tavanomaista suurempi kokonaisroutanousu, jos pituus-suuntainen routanousuero on määräävä tekijä (stabiloinnin yhteydessä pohjamaa homogenisoituu)
- korjaustapoja stabilointia purkamatta: tsv:n korotus, lujitteet, routaeristys, ym.

g. Routaeristetty rakenne

- pohjamaan routimiskerroin ei vaikuta merkittävästi rakenteen kokonaispaksuuteen
- routiva/sulamispehmenävä pohjamaa on suhteellisen lähellä tien pintaa
- rakenne on hyvin kuivatettu (= edellytys eristeen toimivuudelle)
- korjaustapoja: tsv:n korotus, lisäroutaeristys, lujitteet

h. Päällysteeseen sijoitetulla lujitteella vahvistettu rakenne

- lujite ehkäisee pituushalkeamien ja vinojen halkeamien syntymistä sekä vähentää päällysteen deformatumista
- lujite ei estä poikkihalkeamien syntymistä, sillä saumat ovat vetoa kestämättömiä
- lujite ei estä pituushalkeamien syntymistä pientareelle päällysteen rajaan
- lujite tasoittaa poikkisuuntaista routanousueroa, mutta lisää samalla pientareen halkeilua
- pääsääntöisesti ei voida sallia muita rakenteita suurempaa routanousua, vaikka parannuskohteissa näin usein tehdään ja hyväksytään samalla pientareelle keskittyvä halkeilu
- korjaustapoja lujitetta purkamatta: tsv:n korotus, lisälujite

- i. Sitomattomaan kantavaan/jakavaan kerrokseen sijoitetulla lujitteella vahvistettu rakenne
 - lujite vähentää pituushalkeamia ja lujitteen yläpuolisten kerrosten deformaantumista
 - lujite vähentää pientareen pituushalkeamia, jos lujite on riittävän leveä
 - lujite lisää kuormituskestävyyttä ja vähentää pohjamaan urautumista erityisesti sulamisvaiheessa sitä enemmän, mitä syvemmällä lujite on
 - voidaan sallia suurempia routanousuja kuin vahvistamattomille rakenteille
 - korjaustapoja lujitetta purkamatta: tsv:n korotus, lisälujite

- j. Tehostetusti kuivatetut rakenteet ja pohjamaa
 - samat kohdat kuin kohdassa a) ja lisäksi
 - tehostetulla kuivatuksella ei voida vähentää routivan pohjamaan sulan tilan vesipitoisuutta merkittävästi
 - kuivatuksella voidaan vähentää sulamispehmenemisen voimakkuutta ja lyhentää sen kestoa, mutta sillä ei voida vähentää routanousua muulloin kuin poikkeustapauksissa
 - tehostetulla kuivatuksella pyritään katkaisemaan veden haitallinen ja muusta ympäristöstä poikkeava kulkeutuminen routarajalle ja näin tasoittamaan routanousueroja
 - pääsääntöisesti ei voida sallia tavanomaista suurempia routanousuja, vaan kuivatus toimii vain lisävarmistuksena mitoituksen onnistumiselle
 - korjaustapoja: kaikki edellä mainitut vaihtoehdot

7.3 Routamitoituksen lähtötiedot

Taulukossa 16 on esitetty sekä uusien teiden suunnittelussa että rakenteen perusparantamistapauksessa routamitoituksessa tarvittavat parametrit ja niiden määrittäminen menetelmät laboratorioissa ja kentällä (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus"). *Taulukossa 17* on esitetty parannettaville rakenteille pohjamaan routimiskertoimen SP määrittämiseen tarvittavat tiedot ja niiden määrittäminen menetelmät kentällä.

Taulukko 16. Rakenteen routamitoitusparametrien määrittämenetelmät laboratoriossa ja kentällä.

Parametri	Määrittä- tai arviointitapa	Menetelmäkuvaus
Pakkasmäärä F	Pakkasmäärän F suuruus ja kertymän arvioiminen (kartta, diagrammi)	TPPT 4
Vuoden keskilämpötila T_m	Vuoden keskilämpötilan suuruus (kartta)	TPPT 4
Rakennemateriaalien kuivatilavuuspainot γ_d	Taulukkoarvo tai Proctor-koe (95 % maksimiarvosta)	GLO-85
Pohjamaan kuivatilavuuspaino γ_d	Taulukkoarvo tai radiometrinen mittaus (pistekoht.) tai arvio kyllästetyn tilan vesipitoisuuden perusteella	TPPT 10
Rakennemateriaalien vesipitoisuus w	Taulukkoarvo tai näytteenotto ja vesipitoisuusmäärittäminen laboratoriossa tai radiometrinen mittaus (pistekoht.) tai TDR-mittaus (pistekoht.)	TPPT 13 TPPT 10
Pohjamaan vesipitoisuus w	Taulukkoarvo tai näytteenotto ja vesipitoisuusmäärittäminen laboratoriossa tai sähköinen vastusluotaus (jatkuva) tai radiometrinen mittaus (pistekoht.) tai TDR (pistekoht.)	TPPT 9 TPPT 10 TPPT 13
Pohjamaan savipitoisuus	Näytteenotto ja rakeisuusmäärittäminen laboratoriossa	TPPT 13
Rakennemateriaalien ja pohjamaan jäätymislämmöt L	$L = w \cdot \gamma_d \cdot l$ (Wh/m^3), jossa l on veden jäätymislämpö $l = 93 \text{ Wh/kg}$	käsikirjoista
Rakennemateriaalien ja pohjamaan lämmönjohtavuudet sulana λ_u ja jäätyneenä λ_t	Taulukkoarvot tai määrittäminen lämmönjohtosondilla tai arvio maalajin, kuivatiheyden ja vesipitoisuuden perusteella	TPPT 8
Routimiskerroin SP (pistekoht.)	Routanousukoe (pistekoht.) tai arviointi savipitoisuustiedon perusteella (pistekoht.)	TPPT 6 TPPT 7
Routimiskerroin SP (jatkuva)	Takaisinlaskentamenetelmä	

Taulukko 17. Pohjamaan routimiskertoimen SP määrittämiseen (takaisinlaskentaan) parannettaville rakenteille tarvittavat parametrit ja niiden määrittämenetelmät kentällä.

Parametri	Määrittä- tai arviointitapa	Menetelmäkuvaus
Pakkasmäärä F	Pakkasmäärän kertyminen havaintotalvena	TPPT 4
Routimattomien rakennekerrosten paksuus, H_0	Maatutkaluotaus ja kalibrointi koekuoppa tai autokairatutkimuksin tai vakiopaksumatotaksuma	TPPT 13
Routanousu, Δh	Vaaitus keväällä maksimi roudan aikaan ja kesällä tai satelliittipaikannuksella $GPS_{\text{keväät}} - GPS_{\text{kesä}}$	TPPT 14
Roudan syvyys, z	Metyleenisinimittari tai lämpötilamittaus tai arviointi havaintotalven pakkasmäärän perusteella	TPPT 5

Routimiskertoimen arvioinnin tarkkuus

Karkeasti voidaan arvioida, että pistekohtainen routimiskertoimen arvioinnin epätarkkuus on (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus")

- routanousuhavaintojen perusteella hyvillä tiedoilla $\pm 20 \%$,
- routanousukokeen perusteella $\pm 30\%$ ja
- luokitusominaisuuksien perusteella $\pm 50\%$.

7.4 Päälysrakenteen routamitoitus routanousun perusteella

7.4.1 Sallittu routanousu

Tierakenteelle sallittava routanousu määräytyy mm. päällysteen vaurioitumisriskin perusteella (luku 3). Routanousu, joka on yleensä epätasaista, aiheuttaa myös päällysteeseen epätasaisuutta, joka kasvaa routanousun kasvaessa. Epätasaisuus voi muuttaa pinnan kaltevuuksia ja aiheuttaa myös kuivanapitohaittaa. Taulukossa 18 on esitetty mitoittava routanousu tierakenteille (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus") .

Taulukko 18. Mitoittava routanousu erilaisilla teillä ja rakenteilla (TPPT-arvot).

Rakenne / päällyste	Mitoituspakkasmäärä F(d), Kh	Suurin routanousu mm	Suurin routanousun kulmanmuutos ‰
Moottoritie	F(10)	30	5
Päätie	F(10)	50	7
Paikallistie	F(10)	100	10
Muu liikennealue			
Kivipäällyste	F(10)	50	6
Asfaltti	F(10)	100	10
Sora	F(10)	150	15-20

Havaintojen (mm. TPPT-koerakennuskohteet, KRP-tutkimusohjelma/ katujen routasuojauksen koerakennuskohteet) mukaan päällystehalkeama syntyy päällysteen noin 3-5 ‰ taivutuskulmanmuutoksella. Halkeamariski kasvaa merkittäväksi, kun asfalttipäällysteisen kadun tai tien routanousu ylittää tason 50-70 mm. Yleisesti pituushalkeilua alkaa merkittävästi ilmetä, kun routanousu oli yli 50 mm. Vaurioituminen on voimakasta ja yleistä, jos keskilinjan routanousu on yli 100 mm.

7.4.2 Routanousun määrittäminen

Yksinkertainen menetelmä

Menetelmä perustuu likimääräiskaavaan, jossa tarvitaan routimiskerroin, pakkasmäärä, päälysrakenteen kokonaispaksuus sekä routivan pohjamaan laatu (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus"). Samaa

kaavaa voidaan käyttää mm. routimiskertoimen arvioinnissa (takaisinlaskennassa) routanousuhavainnoista tai routanousu- ja roudan syvyyshavainnoista, kun rakenne ja havaintotalven pakkasmäärä tunnetaan.

Kerroslaskentamenetelmä

Roudan syvyys ja routanousu voidaan laskea myös Watzingerin menetelmällä, jos siinä roudansyvyys-algoritmiin sisällytetään myös routiminen.

Menetelmää voidaan käyttää tierakenteen alustavaan routamitoitukseen ja routimiskertoimen takaisinlaskentaan. Sillä voidaan arvioida myös tien keski- ja reunalinjan routanousua, jos pakkasmäärän redusointi tunnetaan. Jälempänä esitettävien mitoituskäyrästöjen laadinnassa on sovellettu SSR-mallia /39/ [Saarelainen S. 1992. Modelling frost heaving and frost penetration at some observation sites in Finland. VTT Publications 95], joka on kuvattu menetelmäkuvauksessa TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus". Mallista on laadittu (VTT) routanousumitoituksen excel-taulukkolaskentaohjelma SSR.XLS.

7.4.3 Routanousulaskennan riskitarkastelu

Esimerkkinä routanousuun liittyvästä riskitarkastelusta on tässä käytetty routanousun suuruuden laskemista (raportti TPPT 24 "Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa"). Esimerkin kohteena on kuvitteellinen kohde (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus", esimerkki 2), jonka

- KVL on 10 000 ajon./vrk, josta raskasta 15 %
- mitoituspakkasmäärä on $F_{10} = 31\,000\text{ h}^\circ\text{C}$
- vuoden keskilämpötila on $+3.5\text{ }^\circ\text{C}$ ja
- sallittu routanousu on 40 mm.

Pohjamaa on hiekkamoreenia (HkMr), jonka vesipitoisuus on $w = 12$ paino-%, jossa savilajitetta on 5 % ja jonka routimiskerroin on $SP_0 = 4.5\text{ mm}^2/\text{Kh}$.

Routanousumitoituksessa käytetyt materiaaliikohtaiset parametrit on esitetty taulukossa 19. Taulukossa 20 on esitetty routanousulaskennan tulostuksena kuukausittainen kumuloituva pakkasmäärä, roudan syvyys ja routanousu. Esimerkin routamitoitettu rakenne on esitetty kuvassa 54.

Taulukko 19. Esimerkin routanousumitoituksen materiaaliikohtaiset parametrit /Menetelmäkuvaus TPPT 18/.

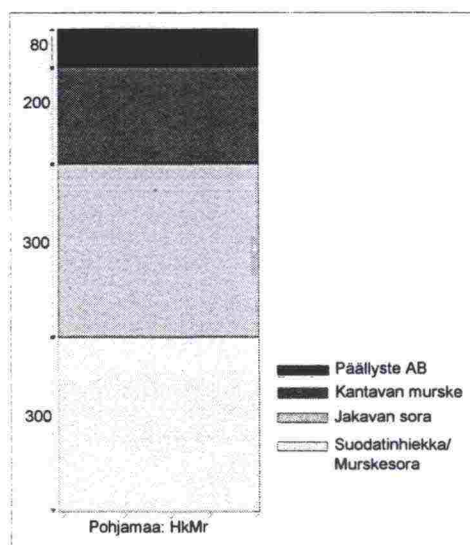
Parametri	Yks.	AB	Kantava	Jakava	Suodatin	HkMr
Kerroksen paksuus	mm	80	200	300	300	pohjamaa
Kuivatilavuuspaino	kN/m ³	22.0	20.0	20.0	18.0	18.0
Vesipitoisuus	paino-%	1.0	2.5	3.5	5.0	12.0
SP_0	mm ² /Kh	0	0	0	0	4.5
Lämmönjohtavuus	W/Km					
- sula		2.1	1.7	2.0	1.7	2.2
- jäätynyt		2.0	1.2	1.5	1.3	2.7
Jäätymislämpö	Wh/m ³	2046	4650	6510	8370	20088

Taulukko 20. Kuukausittainen kumuloituva pakkasmäärä, roudan syvyys ja routanousu / Menetelmäkuvaus TPPT 18/.

Kuukausi	Pakkasmäärä h°C	Roudan syvyys mm	Routanousu mm
11	2304	707	0
12	8628	1093	10
1	17407	1444	24
2	25686	1739	34
3	30299	1819	35
4	31019	1732	40

Taulukoista 19 ja 20 voidaan nähdä routanousun suuruuden riippuvan rakennekerrosten paksuuksista ja niiden materiaalien kuivatilavuuspainoista, vesipitoisuuksista ja segregaatiopotentiaaleista ja pakkasmäärästä. Materiaalien lämmönjohtavuudet ja jäätymislämmöt lasketaan routanousun laskentaohjelmassa (SSR) maalajiin, kuivatilavuuspainoon ja vesipitoisuuksiin perustuen.

Todellisuudessa kaikkiin edellä mainittuihin routanousun suuruuteen vaikuttavien tekijöihin arvoihin (rakennekerrosten paksuudet, materiaalien kuivatilavuuspainot, vesipitoisuudet, routimiskertoimet, pakkasmäärä) liittyy tietty hajonta.



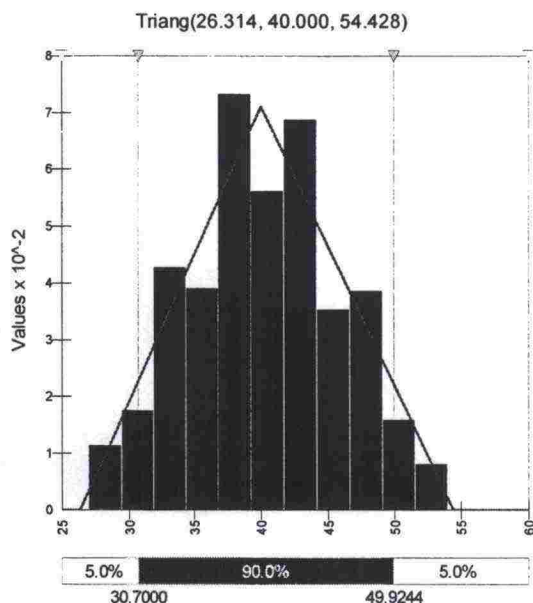
Kuva 54. Routamitoitettu rakenne.

Tässä esitetyssä riskitarkasteluesimerkissä on kuitenkin käsitelty ainoastaan pohjamaan routimiskertoimen arvoon sen määrittämis-/valintatavasta johtuen liittyvää vaihtelua. Tarkastelussa on siis oletettu, etteivät muiden tekijöiden vaihtelut kuin pohjamaan routimiskertoimen vaihtelu, vaikuta routanousun suuruuteen. Lisäksi tarkastelussa on oletettu, että routimiskertoimen keskimääräinen arvo valitulla tielinjan tarkastelualueella on pystytty valitsemaan oikein.

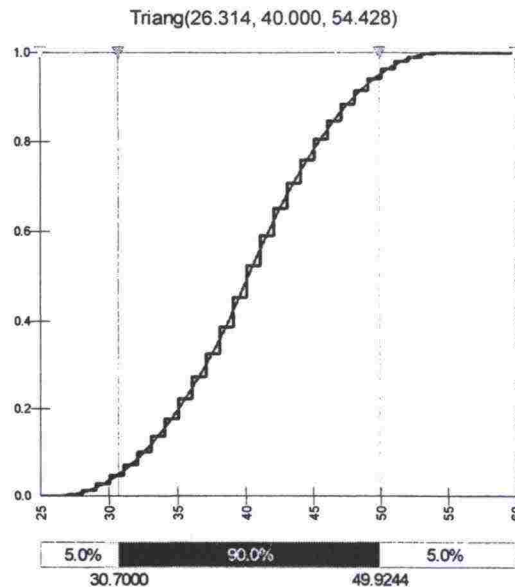
Routanousun laskenta on suoritettu SSR-ohjelmalla (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus/), johon on lisätty @Risk -ohjelmaa hyödyntävä moduuli /11/ [Guide to Using @risk, Risk Analysis and Simulations Add-In for Microsoft Excel, Version 4, Palisade Corporation, USA, 2000] routimiskertoimen vaihtelualueen huomioimiseksi ja routanousulasennan simuloinnin suorittamiseksi eri tarkastelutapauksissa (raportti TPPT 24 "Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa". Routimiskertoimen jakautuma on laskennassa oletettu kolmiomalliseksi. Toisin sanoen lähtöarvona on annettu routimiskertoimen todennäköinen arvo sekä alaraja, jota pienempi routimiskertoimen arvo ei ole ja toisaalta yläraja, jota suurempi routimiskertoimen arvo ei myöskään missään tapauksessa ole.

Ensimmäisessä tapauksessa pohjamaan routimiskerroin on määritetty routanousuvaihteluihin perustuen. Valittu routimiskertoimen arvo on $SP_0 = 4.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$ (todennäköisin arvo), mutta sen arvon on arvioitu voivan vaihdella välillä $3.0 \dots 6.0 \text{ mm}^2/\text{Kh}$. Laskennassa saatiin routanousun minimiarvoksi 27 mm, keskiarvoksi 40.2 mm ja suurimmaksi arvoksi 54 mm. 5 % lasketuista routanousuista oli alle 31 mm suuruisia ja 5 % yli 50 mm suuruisia. Laskennan tulosten perusteella todennäköisyys sille, että routanousun suuruus on yli 50 mm on 5 %.

Kuvassa 55 on esitetty tuloksena saatujen routanousujen suuruudet pylväsdiagrammeina ja kuvassa 56 kumulatiivisina funktioina.



Kuva 55. Ensimmäisessä tarkastelussa saatujen routanousujen tulosten jakautuma.



Kuva 56. Ensimmäisessä tarkastelussa saatujen routanousujen tulosten kumulatiivinen jakautuma.

Toisessa tapauksessa pohjamaan routimiskerroin on määritetty routanousukokeessa. Valittu routimiskertoimen arvo on tässäkin tapauksessa $SP_0 = 4.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$, mutta sen arvo vaihtelee välillä $2.5 \dots 6.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$. Laskennassa saatiin routanousun minimiarvoksi 22 mm, keskiarvoksi 40.3 mm ja suurimmaksi arvoksi 59 mm. 5 % lasketuista routanousuista oli alle 28 mm suuruisia ja 5 % yli 53 mm suuruisia. Yli 50 mm routanousun todennäköisyys on 10.4 %.

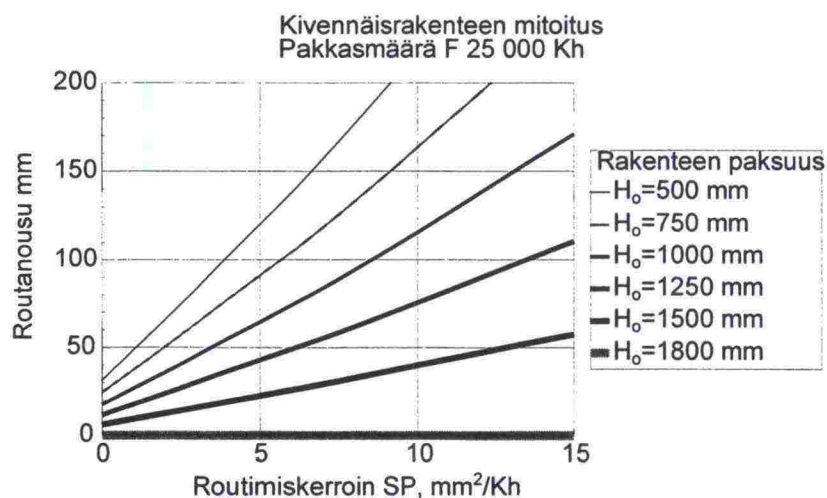
Kolmannessa laskentatapauksessa pohjamaan routimiskerroin on arvioitu ainoastaan maalajiin ja sen savilajite- ja vesipitoisuuteen perustuen. Routimiskertoimen arvo on $SP_0 = 4.5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$, ja sen arvon on arvioitu voivan vaihdella välissä $2 \dots 7 \text{ mm}^2/\text{Kh}$, kun määritys tehdään epäsuorasti. Laskennassa saatiin routanousun minimiarvoksi 18 mm, keskiarvoksi 40.3 mm ja suurimmaksi arvoksi 64 mm. 5 % lasketuista routanousuista oli alle 24 mm suuruisia ja 5 % yli 56 mm suuruisia. Yli 50 mm routanousun todennäköisyys on 15.9 %.

7.5 Routasuojaus

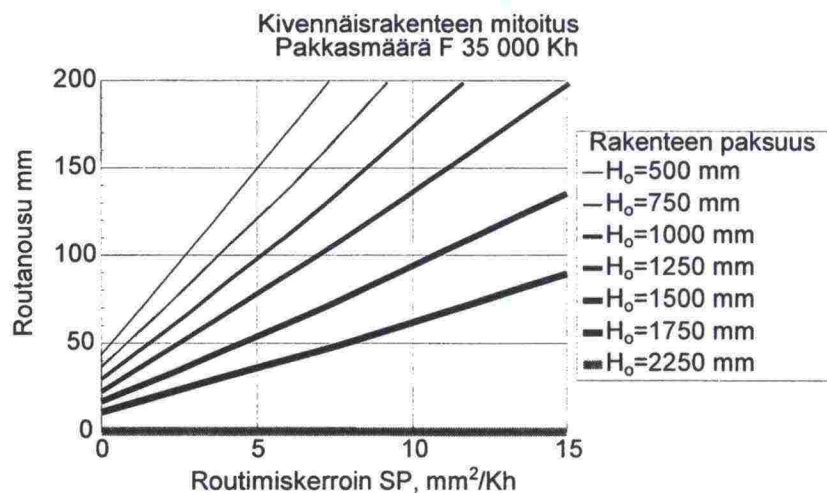
7.5.1 Routasuojaus routimattomasta kivennäismaasta

Tien routimattoman rakenteen paksuus voidaan arvioida routanousun perusteella, kun tunnetaan alusrakenteen routimiskerroin ja kohteessa käytettävä mitoituspakkasmäärä. Kuvissa 57-59 on esitetty esimerkkinä mitoituskäyrästäjä eräille pakkasmäärille. Menetelmäkuvauksessa TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus" käyrästäjä on esitetty muillekin pakkasmäärille. Käyrästäjä on laadittu SSR.XLS-laskentaohjelmalla käyttäen rakennekerrosten

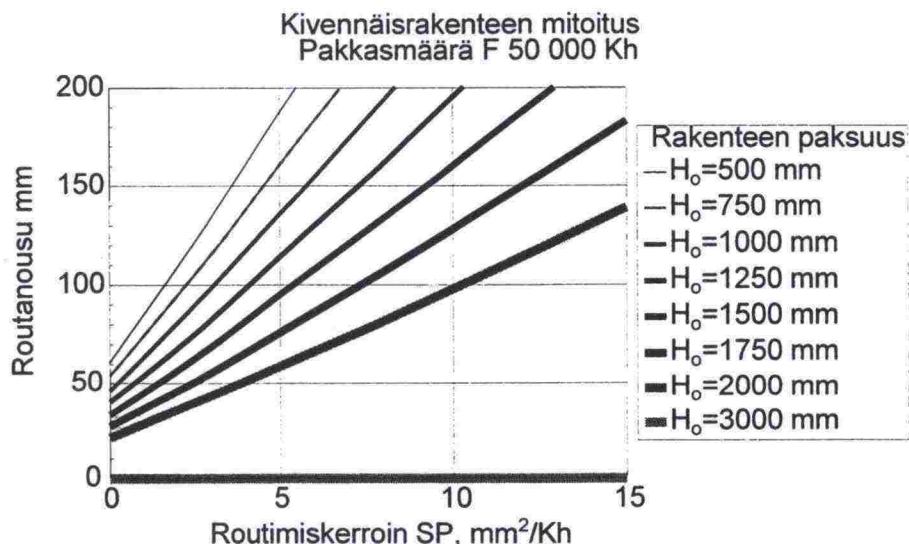
materiaaleille tyypillisiä ominaisuusarvoja (tiheys ja vesipitoisuus). Pohja-
maana on laskelmissa ollut routiva laiha savi.



Kuva 57. Routanousun riippuvuus routimattoman rakenteen paksuudesta ja routimiskertoimesta SP, kun mitoituspakkasmäärä on 25 000 Kh



Kuva 58. Routanousun riippuvuus routimattoman rakenteen paksuudesta ja routimiskertoimesta SP, kun mitoituspakkasmäärä on 35 000 Kh.



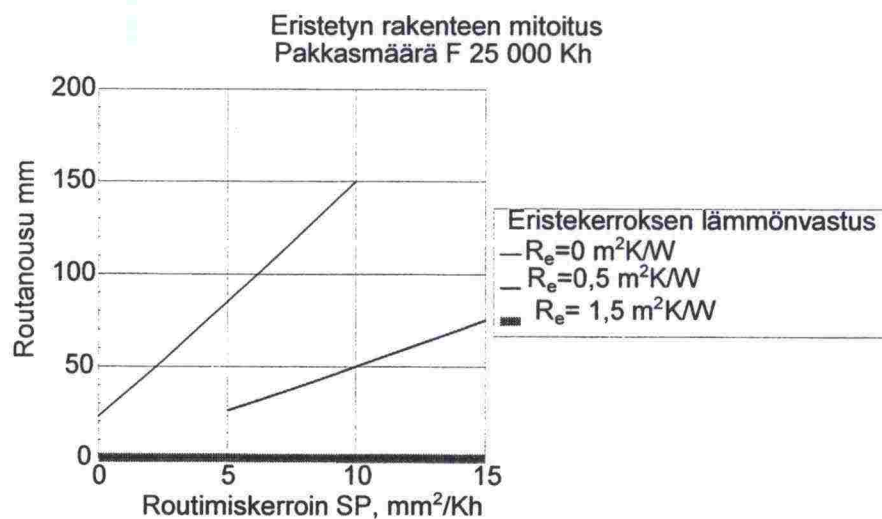
Kuva 59. Routanousun riippuvuus routimattoman rakenteen paksuudesta ja routimiskertoimesta SP, kun mitoituspakkasmäärä on 50 000 Kh.

7.5.2 Routaeristetyn rakenteen mitoitus

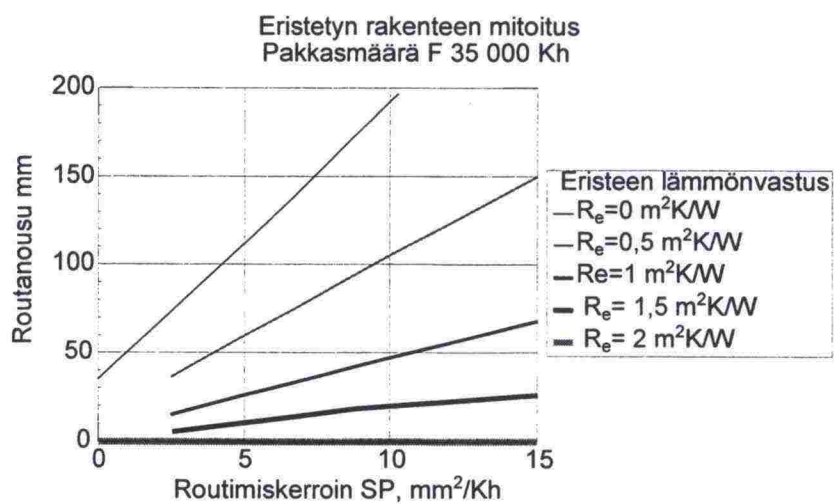
Tierakenteen routasuojaus voidaan toteuttaa myös routaeristeitä käyttäen. Routaeristeinä voidaan käyttää polystyreenejä (EPS tai XPS), kevytsoraa tms. lämpöeristemateriaaleja, jotka on hyväksytty tierakenteissa käytettäväksi. Materiaaleilla tulee olla riittävä kuormituskestävyys ja niiden pysyvyys erilaisia vaikutuksia vastaan (mm. öljyvahingot) pitää olla rakenteellisesti turvattu.

Tarvittavaa routaeristekerroksen lämmönvastusta voidaan arvioida esim. laadittujen käyrästöjen perusteella, joista esimerkkejä on esitetty kuvissa 60-62. Menetelmäkuvauksessa TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus" käyrästöjä on esitetty muillekin pakkasmäärille. Laadittuja käyrästöjä voidaan käyttää myös rakenteen alustavassa mitoituksessa, jolloin pakkasmääräksi valitaan mitoituslavan pakkasmäärä. Routaeristeen paksuus määritetään lämmönvastuksen ja eristemateriaalin lämmönjohtavuuden perusteella kuvasta 63.

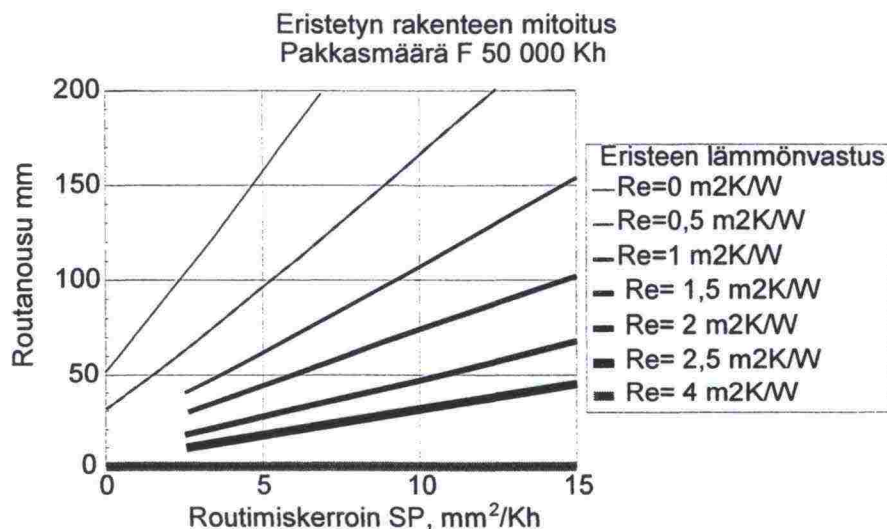
Käyrästöjä laadittaessa on otaksuttu, että eristeen päällä on vähintään 700 mm routimattomia päällysrakennekerroksia ja alla vähintään 300 mm:n kuivatuskerros. Lämpöeristeen vesipitoisuus polystyreenissä on tällaisessa rakenteessa pieni. Jos routasuojaus tehdään huomattavasti vettä pidättävästä materiaalista, kuten palaturpeesta, on eristeen mitoitus tehtävä veden jäätymisvastus huomioonottaen joko rakennekohtaisesti tai materiaali-kohtaisesti.



Kuva 60. Routanousu routaeristeen lämmönvastuksen ja routimiskertoimen suhteen, kun pakkasmäärä on 25 000 Kh.



Kuva 61. Routanousu routaeristeen lämmönvastuksen ja routimiskertoimen suhteen, kun pakkasmäärä on 35 000 Kh.



Kuva 62. Routanousu routaeristeen lämmönvastuksen ja routimiskertoimen suhteen, kun pakkasmäärä on 50 000 Kh.

7.6 Routaeristemateriaalien ominaisuudet

7.6.1 Routaeristemateriaalien vaatimukset

Routaeristetty rakenne mitoitetaan niin, ettei pohjamaan routaantuminen ja routanousu ylitä päällysteen vaurioitumisrajaa tai tien tasaisuusvaatimuksia. Routaeristerakenne koostuu eristekerroksesta, joka on yläpuolelta suojattu liukkausriskiä pienentävällä, lämpötiloja tasaavalla kerroksella ja mahdollisesti jännityksiä jakavalla kerroksella. Alapuolelta routaeriste on suojattava kuivatuskerroksella, joka estää kosteuden pääsyä eristemateriaaliin alta päin samalla viivyttaen roudan tunkeutumista routivaan pohjamaahan. Routaeristerakenteen tulee säilyttää ominaisuutensa tien koko käyttöiän. Tärkeimmät ominaisuudet ovat

- lämmönjohtavuus,
- kosteuden pääsy ja vaikutus eristeeseen,
- kuormituskestävyys (staattinen ja dynaaminen kuormitus) ja
- pakkasenkestävyys.

Materiaalin eristysominaisuudet ovat merkittävästi asennusolosuhteista riippuvat. Tällöin korostuu erityisesti eristemateriaalin kuivatustilanne (kts. luku 4).

Sen lisäksi, että materiaali ei saa dynaamisen kuormituksen alaisena murtua tai virua, niin se ei myöskään saa pitkällä aikavälillä puristua kokoon niin, että mitoittava paksuus merkittävästi pienenee. Eräissä materiaaleissa litistyminen on otettu huomioon vähentämällä nimellispaksuudesta noin 10 %. Kriittisin kuormitustila voi esiintyä päällysrakennetta tehtäessä, kun työmaa-

koneiden rasituksen alaiseksi joutuvan eristelevyn päällä oleva suojakerros on vielä ohut ja puutteellisesti tiivistetty.

Routaeristerakenne tulee suojata haitalliselta kosteudelta. Eristeen veden-saanti alta päin tulee minimoida niin, ettei kapillaarinen veden nousu pohja-maasta ulotu eristeeseen eikä eriste hetkellisestikään ole veden alla. Sa-moin haitallinen pintavesien imeytyminen rakenteen läpi eristeeseen on es-tettävä.

Vaikka eristemateriaalien kostumisominaisuuksissa on eroja, niin 30 - 50 vuoden aikajänteellä täysin kuivana pysyvää eristettä ei ole olemassa. Tosin eri eristemateriaalien vesipitoisuudet vaihtelevat voimakkaasti. Vaihtelu voi aiheutua joko asennusympäristön kosteudesta, eristeen suuresta vedenpi-dätyiskyvystä tai hyvästä läpäisevyydestä.

7.6.2 Routaeristemateriaalien mekaaniset ominaisuudet

Suulakepuristettu polystyreenisolumuovilevy (XPS)

Suulakepuristusmenetelmällä saadaan aikaan solumuovia, jonka kennora-kenne on suljettu, tasainen ja tiivis. Kennojen väliin ei jää hiushuokosia eikä ilmakäytäviä.

Taulukko 21. XPS-eristeiden pitkä- ja lyhytaikaisia kuormituskestävyysarvoja /47/.

Tuote	Pitkäaik. kuorm.kestävyys (kok.puristuma n. 1 %), kPa	Lyhytaik. kuorm.kestävyys (kok.puristuma 2 % tai murtorajalla), kPa
XPS 200	90	200
XPS 300	140	300
XPS 400	180	400
XPS 500	225	500

Muottipaisutettu polystyreenisolumuovilevy (EPS)

Muottimenetelmällä ja jatkuvalla menetelmällä paisutetut tuotetyypit poik-keavat huomattavasti toisistaan, joten materiaalien yksilöinti on aina tarpeen. Taulukossa 22 on esitetty EPS-tuotteiden kuormituskestävyysarvoja.

Taulukko 22. Paisutettujen EPS-eristeiden pitkä- ja lyhytaikaisia kuormituskes-tävyysarvoja /38/.

Tuoteluokka	Pitkäaik. kuorm.kestävyys (kokoonpuristuma 2 %), kPa	Lyhytaik. kuorm.kestävyys (kokoonpuristuma 10%), kPa
EPS 120 Routa	35	120
EPS 200 Routa	60	200
EPS 300 Routa	90	300
EPS 400 Routa	120	400

Kevytsora

Kevytsora on noin 1150 °C lämpötilassa polttamalla paisutettua savea. Kevytsora ei sisällä orgaanisia aineita ja on kemiallisesti neutraali aine. Materiaalin tuotetietojen mukaan pohjavedessä esiintyvät suolat, emäkset tai hapot eivät vaikuta haitallisesti kevytsoraan.

Routaeristeenä käytetään yleensä kevytsoralajitteita KS432, KS420P tai paremmin tiivistyvää kevytsoraa KS032. Tällöin raekoko on joko välillä 8...20 mm, 4...20 mm tai 0-32 mm ja kuivairtotiheys välillä 250...320 kg/m³. Routaeristeissä, joissa tarvitaan erityisen suurta kuormituskestävyyttä, käytetään sementillä sidottua kevytsoraa, kevytsorabetonia, jonka kuivatiheys on 400...600 kg/m³. Vesi imeytyy ja pidättyy kevytsoraan rakeiden pinnalle ja osittain rakeiden sisäisiin huokosiin. Vähäistä kapillaarista nousua esiintyy myöskin kevytsorakerroksessa.

Muut routaeristeet

Tierakenteen routaeristeenä voidaan käyttää yleisesti sellaista lämpöeristävää materiaalia, joka

- voidaan luotettavasti asentaa tierakenteeseen,
- kestää käyttötilan kuormitukset ja jonka
- riittävä routaeristyskyky voidaan pitkäaikaisesti varmistaa.

TPPT-ohjelman koerakenteissa on routaeristeenä käytetty palaturvetta ja aiemmin eri yhteyksissä mm. masuunikuonaa, kuonamursketta, turvetta ym. Teollisuuden sivutuotteiden (uusiomateriaalien) osalta on varmistettava myös materiaalin ympäristökelpoisuus. Käytön kannalta hyvin merkittäväksi muodostuvia ominaisuuksia ovat myös materiaalin saatavuus ja hinta. Käyttökokemuksia muutamista materiaaleista on esitetty TPPT-yhteenvetoraportissa "TPPT-koerakennuskohteet. Tulokset. Kivikoski, H., Pihlajamäki, J. Tiehallinto 8/2002" ja koerakennuskohteiden kohdekohtaisissa raporteissa.

7.7 Routaeristeiden mitoituslämmönjohtavuus ja paksuuden määrittäminen

7.7.1 Käyttöolosuhteet

Tienrakennuksessa käytettävien routasuojausmateriaalien käyttöolosuhteet voidaan jakaa

- normaaleihin käyttöolosuhteisiin,
- vaikeisiin käyttöolosuhteisiin ja
- ankariin käyttöolosuhteisiin.

Routaeristeitä ei suositella käytettäväksi ankarissa käyttöolosuhteissa, joissa eriste voi joutua olemaan pidempiä aikoja pohjavedenpinnan alapuolella.

Seuraavassa on esitetty kuvauksia normaaleista ja vaikeista käyttöolosuhteista, joissa eristeet joutuvat toimimaan. Käyttöolosuhdetta päätettäessä kaikkien seikkojen ei tarvitse olla voimassa samanaikaisesti.

Normaalit käyttöolosuhteet

- Routaeriste ei ole kosketuksissa pohjaveden kanssa.
- Routaeristykseen alapuolinen maakerros on kuivatettu asianmukaisesti.
- Tierakenne on päällystetty asfaltilla tai betonilla tai eristys on kallistettu ja suojattu yläpuolelta esim. muovikalvolla.

Vaikeat käyttöolosuhteet

- Routaeriste on pohjavedenpinnan yläpuolella, mutta hyvin märkänä aikana pohjavesi voi lyhytaikaisesti nousta routaeristeeseen asti.
- Pintavettä voi ajoittain valua routaeristeen päälle.

Tierakennuksen routasuojauksessa käytettävien materiaalien mitoittavia lämmönjohtavuus- ja kuormituskestävyysarvoja määritettäessä on edellytetty, että ne säilyttävät asetetut mitoitusominaisuutensa 50 vuoden ajan. Tämän 50 vuoden kuluessa eristeiden lämmöneristysominaisuudet heikkenevät "tehdastuoreen materiaalin" ominaisuuksista erityisesti kosteuden vaikutuksesta.

7.7.2 Mitoituslämmönjohtavuus ja eristepaksuuden määrittäminen

Taulukossa 23 on esitetty yleisimpien routaeristemateriaalien mitoituslämmönjohtavuudet λ_{mit} normaaleissa käyttöolosuhteissa ja ne vastaavat molemmiin puolin maakosketuksessa olevan eristelevyn tyyppihyväksyttyjä mitoitusarvoja /47/ [Talonrakennuksen routasuojausohjeet. VTT Yhdyskuntateknikka, Rakennustieto, Helsinki 1997]. Mitoituslämmönjohtavuusarvoihin on sisällytetty mm. asennustavasta, routaeristeen kokoonpuristumasta ja muista ennalta arvaamattomista olosuhde- ym. tekijöistä aiheutuvaa laskennallista varmuutta 10 %. Materiaalin tuoteselosteissa ilmoitetaan yleensä kuivien käyttöolosuhteiden mitoitusarvot.

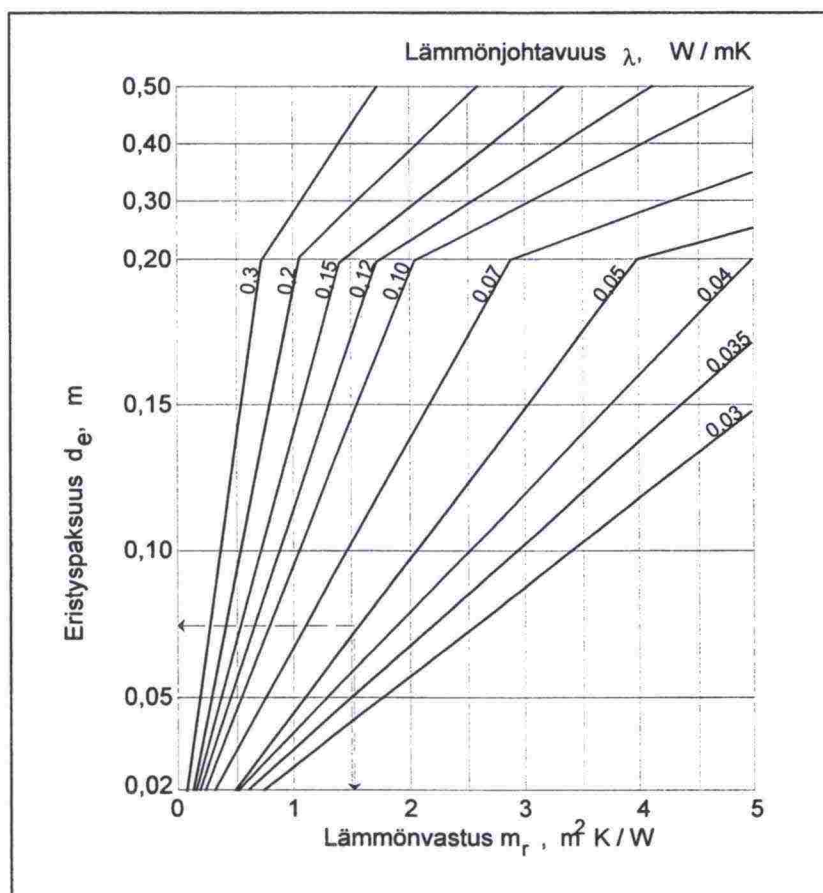
Levyeristeiden minimipaksuudeksi suositellaan 50 mm. Ohuempien levyjen käyttöä ei suositella niiden murtumisvaaran vuoksi. Siirtymäkiilarakenteiden yhteydessä voidaan kuitenkin käyttää ohuempia levyeristeitä niiden epätaisaista routimista pienentävän vaikutuksen takia.

Taulukko 23. Yleisimpien routaeristemateriaalien mitoituslämmönjohtavuudet λ_{mit} /47/.

Tuote Tyyppihyväksytty tuotenimi	λ_{mit} , W/Km Normaalit käyttöolosuhteet	λ_{mit} , W/Km Vaikeat käyttöolosuhteet
Suulakepuristettu polystyreeni XPS XPS 200 ja XPS 300 XPS 400 ja XPS 500	0,041 0,045	0,045 0,050
Muottipaisutettu polystyreeni EPS EPS 120 Routa EPS 200, EPS 300 ja EPS 400 Routa	0,050 0,041*)	0,060 0,050*)
Kevytsora KS 432	0,17	0,20

*) Tyyppihyväksyntä koskee EPS-tuotteita Isora Super 200, 300 ja 400. EPS-tuotteille, joilla ei ole tyyppihyväksyntää, sovelletaan tuoteluokan "EPS 120 Routa" arvoja.

Routaeristuksen tarvittava paksuus (d_e) määritetään laskennallisesti tai kuvasta 63.



Kuva 63. Routaeristeen paksuuden määrittäminen (eristeiden lämmönjohtavuudet, taulukko 23)

7.8 Routasuojusrakenteen suunnittelu

7.8.1 Käytännön näkökohtia

Kivennäismaarakenne

Päällysrakenteen paksuus määritetään pohjamaan (ja rakennekerrosten) routivuuden, pakasmäärän ja mitoittavan routanousun mukaan (vrt. kuvat 57-59). Rakenteen on täytettävä myös kantavuusvaatimukset. Kustannussyistä on useimmiten edullista tehdä routasuojaus jakavassa kerroksessa tai suodatinkerroksessa, jonka päälle tehdään kantava päällysrakenne.

Maalaatikkorakenne

Kun pohjaveden pinta on rakenteen tasolla, ei routaeristeiden käyttö ole taloudellista. Tällöin on suositeltavaa käyttää kivennäismaarakennetta. Routasuojaus voidaan tällöin suunnitella kuivattamattomana maalaatikkona. Tällä rakenteella on mahdollista pienentää roudan syvyyttä, kun käytetään vettä pidättävää, vähän kokoonpuristuvaa täytemateriaalia, esimerkiksi palaturvetta.

Routaeristetty rakenne

Lämpötekhninen suunnittelu

Tarvittava routaeristykseen lämmönvastus voidaan määrittää pohjamaan routivuuden, pakasmäärän ja mitoittavan routanousun mukaan (esimerkkinä kuvat 60-62). Valitun routaeristeen paksuus määritetään sen jäätyneen mitoituslämmönjohtavuuden mukaan, jossa otetaan huomioon eristeen kostuminen (kuivatusolot).

Tehokas lämmöneristys päällysteen alla voi aiheuttaa liukkausongelmia syksyllä ja keväällä, jos eriste on liian lähellä tien pintaa. Eristeen ja tien pinnan välissä on oltava lämpötilan vaihteluja pienentävä suojakerros, joka rakennetaan kivennäisaineksestä. Perinteisesti on edellytetty, että suojakerroksen paksuus Suomessa olisi vähintään 700 mm.

Routaeristeen kuivatus

Routaeriste tulee sijoittaa pohjaveden pinnan yläpuolelle. Hyvä kuivatus edellyttää, että eristeen ja pohjavedenpinnan välissä on osittain kyllästetty, routimaton kuivatuskerros. Suojamateriaalikerroksen paksuuden on oltava suurempi kuin materiaalin kapillaarisen nousun. Ohuin kuivatuskerros saadaan karkearakeisesta sorasta tai murskeesta, joka on erotettava pohjamaasta geotekstiilillä.

Veden pääsy yläpuolelta eristeeseen tulee myös minimoida. Merkittävin veden imeytymistä tien rakennekerroksiin lisäävä tekijä on päällysteen halkeilu ja tien pintaan syntyvä veden lammikoituminen.

Kantavuusmitoitus

Routaeristykseen kohdistuva jännitys ei saa ylittää materiaalin puristuslujuutta. Routaeristeen puristuslujuudeksi nimitetään sitä puristusjännitystä, joka aiheuttaa 10 %:n kokoonpuristuman. Staattinen pitkäaikaikuormitus ei saa ylittää jännitystä, joka aiheuttaa 2%:n kokoonpuristuman. Routaeristetyn rakenteen kantavuusmitoitus tehdään kuten kivennäismaarakenteenkin mitoitus. Eristemateriaalin alhainen jäykkyys aiheuttaa usein sen, ettei pinnassa saavuteta perinteellisesti arvioiden riittävää kantavuutta.

7.8.2 Muita keinoja routavaurioiden ehkäisemiseksi

Tierakenteen kuivatus

Päällysrakenteen kuivatus parantaa näin aina rakenteen routasuojauskykyä. Jos kuivatus alentaa vedenpainetta routivassa pohjamaassa, voi myös pohjamaan routiminen vähentyä. Tämä vaikutus on kuitenkin lähes olematon routivissa savi- ja silttimaissa, joiden vedenjohtavuus on pieni.

Rakenteen jäykistäminen

Routanousuerot tasaantuvat poikkileikkauksessa, jos rakenteen jäykkyys kasvaa. Näin mm. päällysteeseen tai kantavaan kerrokseen asennetuilla raudoitteilla on mahdollista estää päällysteen vaurioituminen suuremmillakin routanousuilla. Raudoituksella on mahdollista poistaa pituushalkeaminen (esim. TPPT raportti: TPPT-koerakennuskohteet. Tulokset. TIEH 8/2002). Reunahalkeilua voitaneen vähentää ulottamalla raudoitus riittävän pitkälle lumivallin (pientareen) alle.

Pohjamaan homogenisointi

Routanousua on mahdollista pienentää myös pohjamaan homogenisoinnilla. Sekoittamalla runsaasti routivien kerrosten materiaalit vähemmän routivien kerrosten materiaaleihin pienennetään pohjamaan routivuutta. Menettely toimii lähinnä kerrallisissa savissa ja silteissä. Pohjamaan kivien poistolla pyritään estämään kivien noususta aiheutuvaa päällysteen vaurioitumishaittaa.

Siirtymärakenteet

Päällystetyillä teillä tehdään pituussuuntainen, routanousueroja tasaava siirtymäkiila seuraaviin alusrakenteen muutoskohtiin:

- kallio/routiva maalaji,
- routiva maalaji/routimaton maalaji,
- routiva leikkaus/routiva pengeri,
- routiva leikkaus/pohjamaa vaihtuu ja
- silta, routimaton johtorakenne tai kapea vettä johtava maakerros tien poikki routivassa pohjassa

Routanousueroja tasaavaa siirtymäkilaa ei tarvita, kun muutoskohta on kokonaan siirtymäkiilasyvyyden alapuolella. Rinneosuuksilla sekä alueilla, joissa alusrakenne muuttuu tien sivusuunnassa, käytetään poikittaisia siirtymäkiiloja. Routaeristetyssä rakenteessa siirtymäkiila tehdään eristettä ohentamalla. Siirtymäkiilojen pituudet, kaltevuudet, syvyydet ja materiaalit yleisesti on esitetty TYLT-julkaisussa /23/ [Leikkaukset, kaivannot ja avojarakenteet. Työselitykset ja laatuvaatimukset. Tielaitos 1991].

Routasuojaus pienentää tienpinnan routanousua, jolloin myös routanousuerot pienenevät. Voimakkaasti routivilla pohjilla tarvitaan siirtymäkiila, jolla eristekerroksen paksuutta muutetaan asteittain esim. 20 mm:n portaissa noin 10 metrin matkalla. Routasuojattuun tiehen saattaa kuitenkin liittyä risteäviä väyliä, joiden routiminen ei muutu. Tällöin olisi epätasaisuuksia pienennettävä tekemällä risteävän väylän puolelle eristelevykiila, jossa eristerakenteen lämmöneristys ohennetaan nolnaan esimerkiksi noin 10 metrin matkalla. Käytännössä tämä voidaan toteuttaa jättämällä eristelevyjä pois ohennuksen edellyttämässä määrin.

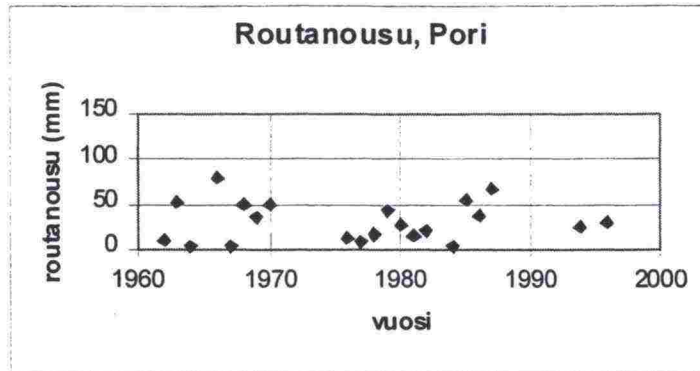
Siirryttäessä routimattomalta pohjalta routivalle pohjalle on usein tarpeen tehdä siirtymäkiila, joka rajalla on siirtymäkiilasyvyydellä ja paksuuden muutos routimattoman pohjan suuntaan on 1:20. Siirryttäessä routasuojatulta rakenteelta toiselle on routivalla pohjamaalla eri rakenteiden väliin tehtävä ohuemman rakenteen puolelle siirtymärakenne, jossa routasuojauksen paksuuden muutos tasataan esimerkiksi 20 metrin matkalla.

7.9 Routanousuvaurioriskin arviointi

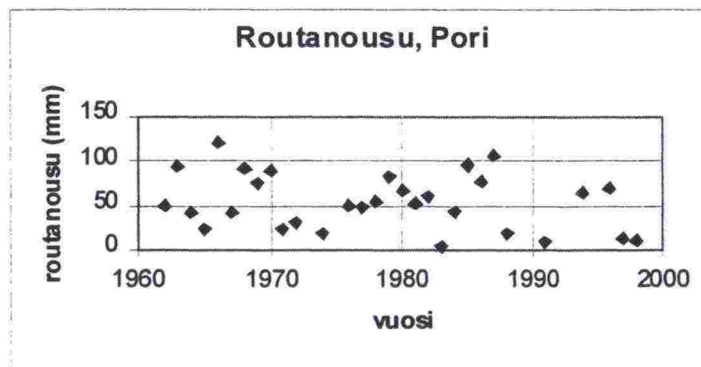
Mitoitusroutanousun ja -pakkasmäärän vaikutus vaurioriskiin

Erilaisten olosuhde- ja rakennetekijöiden sekä mitoituksessa käytettyjen olettamusten vaikutuksia tien routakestävyyteen (mitoitusroutanousu, mitoitettava pakkasmäärä, pohjamaan SP) voidaan tarkastella vaurioriskin avulla. Tierakenteen routavaurioriskitasoa voidaan tarkastella pakkasmäärän toistuvuuden ja siitä aiheutuvan routanousun toistuvuuden perusteella, kun lisäksi tiedetään yhteys routanousun ja tien vaurioitumisen välillä.

Kuvassa 64 on esitetty raportissa TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi" käsitellyn esimerkkien (Pori, H=1300 mm, SP=5 ja k=11) routanousut toteutuneiden pakkasmäärien avulla laskettuna Porissa vuosina 1961-2000. Kuvasta 64 havaitaan, että 50 mm routanousun ylityskerrat eivät jakaannu kovinkaan tasaisesti, vaan ne ovat osuneet 1960-luvulle (3 kpl) ja 1980-luvulle. Kuvassa 65 on esitetty Porissa mitattujen pakkasmäärien perusteella laskettuja routanousuja 900 mm rakenteelle jaksolla 1960-2000.



Kuva 64. Porin 1961-2000 toteutuneiden pakkasmäärien mukaan lasketut routanousut tielle, jonka rakenteen paksuus on 1300 mm ja pohjaan $SP=5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$.



Kuva 65. Rakennepaksuudeltaan 900 mm tien lasketut routanousut 40 vuoden jaksolla Porissa, kun pohjaan $SP=5 \text{ mm}^2/\text{Kh}$.

Taulukossa 24 on raportissa TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi" esitetty yhteys routanousun ja vauriosumman välille. Vauriosummassa on mukana vain leveydeltään yli 5 mm:n halkeamat.

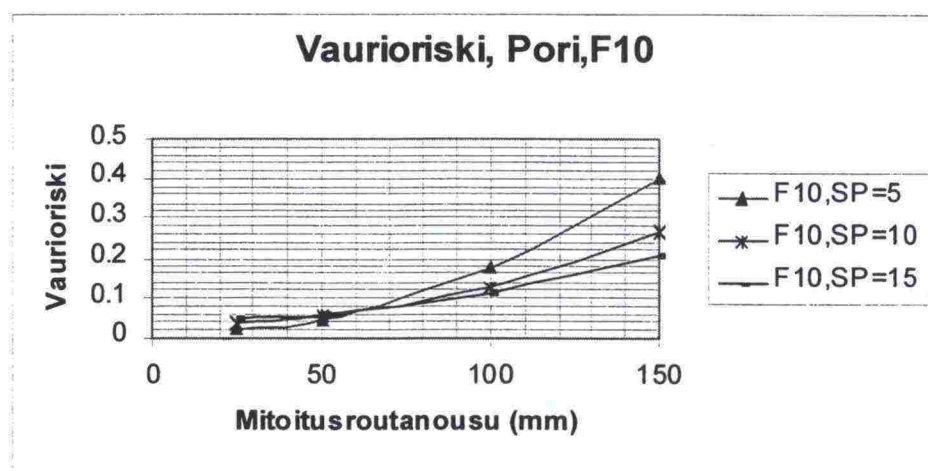
Taulukko 24. Arvioitu keskimääräinen vauriosumma eri routanousutasoilla

Routanousu mm	Vauriosumma $\text{m}^2/100 \text{ m}$
50-100	15
100-150	20
>150	>25

Tarkasteluissa (raportti TPPT 45) on todettu, että keskilinjän routanousutason kasvaessa todennäköisyys routaperäisten vaurioiden syntymiseen kasvaa. Karkeasti voidaan otaksua, että kun routanousu on alle 50 mm, ei routaperäisiä vaurioita synny. Routanousun ylittäessä 150 mm oletetaan koko

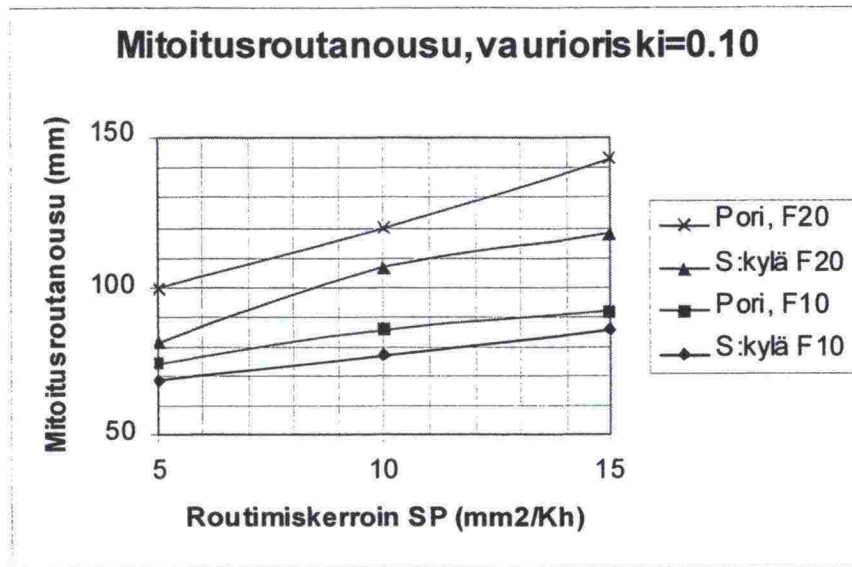
ko. tieosan olevan uudelleen päällystyksen ja mahdollisesti rakenteen parantamisenkin tarpeessa.

Vaurioriski on routanousun toteutumistodennäköisyyden ja routanousun aiheuttaman vauriomäärän tulo. Kohteen pakkasmäärän tilastollisen jakauman perusteella voidaan todennäköisyys tietyn suuruisen routanousun syntymiseen laskea erilaisen rakennepaksuuden omaaville teille. Menettely on esitetty yksityiskohtaisesti raportissa TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi". Kuvassa 66 on esitetty esimerkkinä mitoitusroutanousun ja vaurioriskin välisiä yhteyksiä Etelä-Suomen (Pori) ilmasto-olosuhteissa, kun mitoituspakkasmääränä on F10 (27000Kh).



Kuva 66. Mitoitusroutanousun ja vaurioriskin vuorosuhde Porissa, kun pohjamaan routimiskerroin on 5, 10 ja 15 mm²/Kh ja mitoituslvi F10.

Kuvassa 67 on esitetty kuvaajat mitoitusroutanousun ja pohjamaan routivuuskertoimen välille Porissa ja Sodankylässä, kun vaurioriskin arvo on 0,10.



Kuva 67. Mitoitusroutanousun ja pohjamaan routimiskertoimen välinen vuorosuhde Porissa ja Sodankylässä, kun vaurioriski on 0,10.

Kuvista 66 ja 67 havaitaan, että saman mitoitusroutanousun käyttö erilaisilla pohjamailla ja eri ilmasto-olosuhteissa johtaa erilaiseen vaurioriskiin ja siten myös erilaiseen kestoikään.

Vaurioriski ja vaurioitumisnopeus

Suurin routavaurionopeus ($\text{m}^2/100\text{m/a}$) siinä tapauksessa, että routanousun ja vauriosumman välillä on taulukon 24 mukainen yhteys, on esitetty taulukossa 25 (TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi").

Taulukko 25. Suurin vaurioitumisnopeus erilaisilla alusrakenteen routimiskertoimilla ja mitoitusroutanousuilla. Vauriosummassa mukana vain $>5\text{mm}$ halkeamat.

F_{10} , Kh	SP= 5 mm ² /Kh		SP= 10 mm ² /Kh		SP= 15 mm ² /Kh	
	$h_{10}=100\text{mm}$	150 mm	100 mm	150 mm	100 mm	150 mm
	Suurin routavaurionopeus, m ² /100m/a					
30 000	6,5	10,5	4	7,5	3	5,5
40 000	7,5	10,5	4,5	8	3	6,5
50 000	8	10,5	5	9	3,5	7
60 000	8	10,5	5,5	9	4	7,5

Taulukossa 25 esitetty vaurioitumisnopeus vastaa tarkastelujaksolla esiintyvää suurinta vaurioitumisnopeutta. Todennäköisyysjakaumasta johtuen suurin nopeus ilmenee noin 50 mm routanousutasolla. Jos mitoitus on tehty 100 mm routanousun mukaan, niin 50 mm esiintyminen jaksolla on sitä luoisampi, mitä pienempi routimiskerroin on. Taulukon 25 mukaan suurin vaurioitumisnopeus on lievästi routivilla pohjamailla suurempi kuin voimakkaasti routivilla pohjilla. Edelleen vaurioitumisnopeus kasvaa, kun mitoitusroutanousu on suurempi, jolloin rakenne on ohuempi. Mitoitusroutanousun

ollessa 50 mm on suurin vaurioitumisnopeus pohjamaasta ja ilmasto-olosuhteista riippumatta vakio $1,5\text{m}^2/\text{v}$.

Esim. taulukon 25 arvoja elinkaaritarkasteluissa käytettäessä on huomioitava, että kyseessä on suurin vaurioitumisnopeus, joka saavutetaan yleensä tarkastelujakson alussa. Vaurioituminen ei etene ko. nopeutta koko tarkastelujakson aikana, vaan hidastuu ensimmäisen vaurioita aiheuttaneen talven ($h > 50\text{ mm}$) jälkeen huomattavasti pienemmäksi. Vaurioitumisnopeus tässä käsitellyssä esimerkissä olisi ensimmäisen kolmen vuoden aikana suurimmillaan $7\text{--}10\text{ m}^2/\text{v}$ ja kolmessa vuodessa saavutettaisiin vauriomäärä $20\text{ m}^2/100\text{ m}$. Tämän jälkeen vaurioitumisnopeus olisi hyvin pieni ja vauriomäärä $25\text{ m}^2/100\text{ m}$ saavutettaisiin 17 vuoden kuluttua tien rakentamisesta /TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi" /.

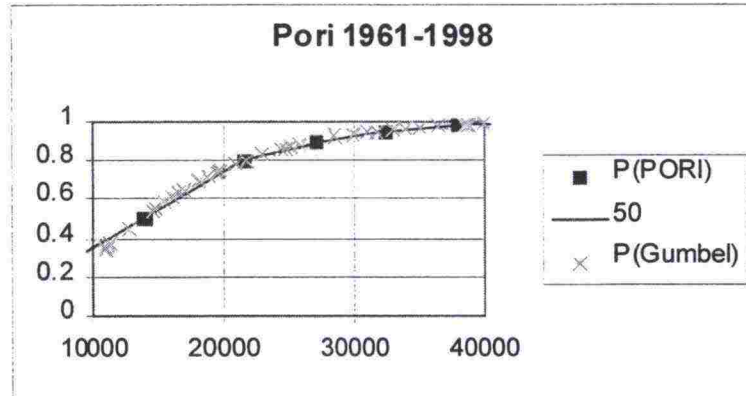
Routanousu tien elinkaaritarkastelussa

Tien elinkaaritarkasteluissa routanousun vaikutus voidaan ottaa huomioon, kun tunnetaan yhteys routanousun suuruuden ja vauriosumman välillä. Elinkaaritarkasteluissa routanousu on tarkoituksenmukaista jakaa suuruusluokkiin ja olettaa, että alle 50 mm routanoususta ei aiheudu vaurioita.

Vaurioitumisen (vauriosumman) aiheuttama toimenpideraja riippuu tien liikennemäärästä. Vauriosummaa $30\text{--}40\text{ m}^2/100\text{ m}$ voidaan pitää toimenpiderajana vilkkaasti liikennöidyillä pääteillä ja vauriosummaa $50\text{--}80\text{ m}^2/100\text{ m}$ vastaavasti paikallisteillä. Toimenpiderajan ylittäminen johtaa uudelleenpäällystykseen. Siten 150 mm ylittävä routanousu ($120\text{ m}^2/100\text{ m}$ vauriosumma) johtaisi lisäksi rakenteen parantamistarpeeseen.

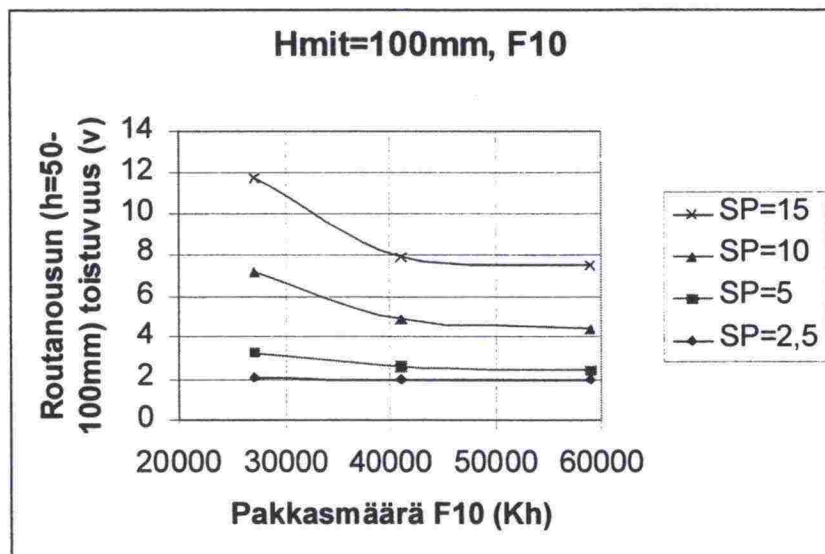
Elinkaarikustannuslaskennassa kunnostustoimenpiteen ajankohta on tunnettava. Routanousun aiheuttaman kunnostustoimenpiteen ajankohta voidaan määrittää, kun tierakenteen tietyn routanousun toistuvuus paikkakunnalla tunnetaan. Pakkasmäärän ja siten myös routanousun toistuvuus voidaan laskea määrittämällä ensin tarkasteltavaan routanousuun tarvittava pakkasmäärä (menetelmäkuvaus TPPT 18 "Tierakenteen routamitoitus"). Seuraavaksi määritetään routanousuun johtavaa pakkasmäärää vastaava todennäköisyys pakkasmäärän toistuvuuskuvaajasta. Paikkakuntakohtainen kuvaaja saadaan pakkasmääräkartoista ottamalla pakkasmäärät F2, F5, F10 jne. sekä niitä vastaavat todennäköisyydet P (0.5, 0.8, 0.9 jne). Kuvassa 68 on esimerkkinä Porin seudun kuvaaja pakkasmäärän ja sen toteutumistodennäköisyyden välille, jossa neliöt kuvaavat F2:ta, F5:tä jne.

Näin lasketut tietyn pakkasmäärän todennäköisyydet P voidaan muuttaa routanousun toistuvuudeksi (vuosina). Toistuvuus voidaan edelleen muuttaa tutkittavan routanousun ylityskertojen lukumääräksi (lkm) tarkastelujaksolla (raportti TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi")



Kuva 68. Todennäköisyydet, että tiettyä pakkasmäärää ei ylitetä (Pori)

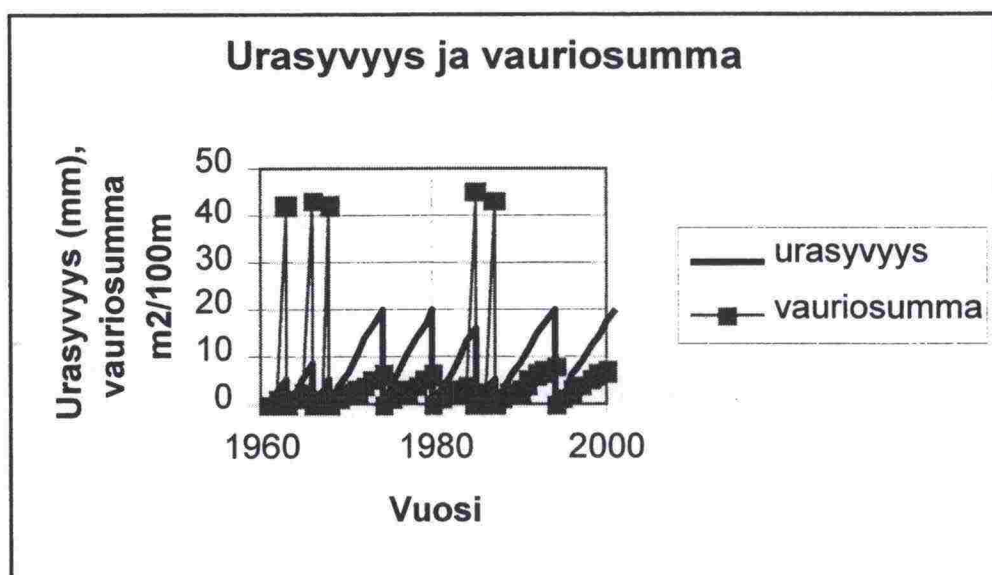
Kuvasta 69 nähdään (esimerkki), että voimakkaasti routivalla pohjamaalla (SP=15), 100 mm mitoitusroutanousulla mitoitettun tien routanousut ovat välillä 50-100 mm kohteen sijainnista riippuen 8 vuoden (Pohjois-Suomi) ja 12 vuoden (Etelä-Suomi) välein. Lievästi routivalla pohjamaalla (SP=5) routanousutaso 50-100 mm saavutetaan keskimäärin joka toinen vuosi.



Kuva 69. Pakkasmäärällä F10 ja routanousulla 100 mm mitoitettun tien routanousu-tason 50-100 mm toistuvuus (x vuoden välein) eri ilmasto- ja pohjamaaolosuhteissa

Elinkaarikustannustarkastelussa näin laskettuja routanousun ylityskertojen lukumääriä voidaan verrata liikenteen aiheuttaman kulutuksen (urautuminen, IRI:n ylitys, jne.) vaatimaan päällystyskertojen lukumäärään. Routanousun aiheuttamien päällystyskertojen määrän tulisi edulliseen elinkaarikustannukseen pyrittäessä yleensä olla pienempi kuin liikenneperäisen vaurioitumisen aiheuttama päällystystarve.

Kuvassa 70 on esitetty raportissa TPPT 45 "Routanousuvaurioriskin arviointi" tarkastellussa esimerkissä tuloksena saatu sekä liikenteen aiheuttaman urautumisen että liikenteen ja routanousun yhdessä aiheuttaman vauriosumman kehittyminen. Uudelleen päällystystarve on oletettu aiheutuvan 20 mm:n urasyvyydestä ja 40 m²/100 m vauriosummasta.



Kuva 70. Liikenteen aiheuttaman urautumisen kehittyminen sekä liikenteen ja routa-nousun yhdessä aiheuttama vauriosumma.

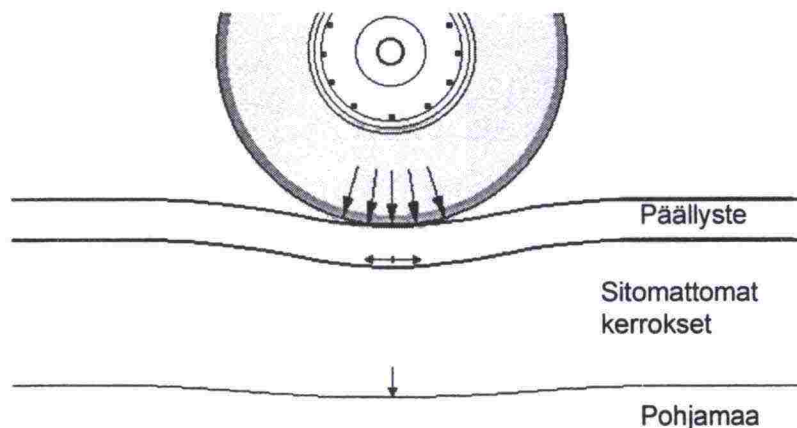
Päällysrakenteen elinkaarianalyysissä on urautuminen osoittautunut määräväksi ja päällysteen uusmistarve (toimenpideraja 20 mm) on oletettu olevan vuosina: 0, 6, 12, 18, 24, 30, 35 (eli keskimäärin noin 6 vuoden välein). Kuvista 64 ja 70 havaitaan, että viimeisen 40 vuoden jaksolla routanousun aiheuttama vauriosumman kasvu yli oletetun toimenpiderajan (40 m²/100 m) olisi aiheuttanut tielle 5 korjauskertaa. Liikennesäätös olisi aiheuttanut 6 päällystyskertaa. Toimenpiderajan ylityksistä (vauriosumma tai uran syvyys) aiheutuisi siten yhteensä 8 uudelleen päällystystä (kuva 70), koska routanousun toistuvuus ei jakaudu tasaisesti tarkastelujaksolle. Elinkaarikustannustarkasteluissa lienee kuitenkin yksinkertaisinta olettaa tietyn routanousun ylityskerrat tasan jakautuneiksi tarkastelujaksolla, vaikkeivät ne todellisuudessa sitä ole.

8 PÄÄLLYSRAKENTEEN KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUS

8.1 Tien vaurioituminen

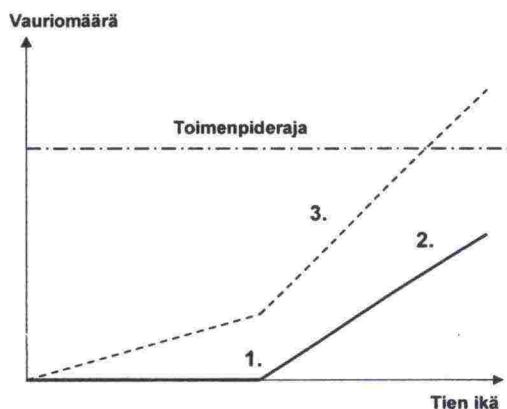
Tiehen syntyy epätasaisuutta ja tierakenne vaurioituu liikenne- ja ilmasto-
rasitusten sekä muodonmuutosten (mm. painumien, routanousujen) vaiku-
tuksesta. Tien vaurioitumiselle on tyypillistä, että lyhyelläkin tieosuudella hal-
keamia syntyy eri aikoina useissa paikoissa. Tämä johtuu materiaalien omi-
naisuuksien, kerrospaksuuksien ja pohjamaan ominaisuuksien vaihteluista
sekä eri kuormitustekijöistä (liikenne, ilmasto). Halkeamien syntyminen on
näistä syistä johtuen luonteeltaan satunnaista. Mitä vahvemmat (paksummat
ja/tai jäykemmät) rakennekerrokset ovat, sitä määräävämmäksi muodostuu
päällysrakenteen yläosan kyky vastustaa kuormituksia. Heikoilla rakenteilla
(ohuet kerrokset ja/tai pieni jäykkyys) pohjamaan muodonmuutoksista ai-
heutuva vaurioituminen voi muodostua määrääväksi.

Päällysteen mitoituskriteerinä käytetään sen alapinnan vaakasuoraa veto-
muodonmuutosta (menetelmäkuvaus TPPT 17 "Kuormituskestävyyssmitoitus.
Päällysrakenteen väsyminen"). Tätä on havainnollistettu kuvassa 71. Lähtö-
kohtana on, että päällysrakenteen vaurioituminen alkaa päällysteen alapin-
nasta. Kun päällysteen vaurioituminen etenee niin, että päällysteen pintaan
on ilmaantunut halkeama (halkeama ulottuu koko päällystekerroksen läpi),
käyttäytyy tierakenne toisin kuin ennen vaurioitumista. Halkeamat aiheutta-
vat päällysteeseen epäjatkuvuuskohtia, jolloin sidotut kerrokset eivät toimi
samalla tavalla kuormitusta jakavana laattana kuin päällysteen ollessa ehjä.
Halkeaman syntyhetkellä päällysteen jäykkyysmoduuli alkaa laskea nopeas-
ti.



Kuva 71. Tierakenteen kriittiset muodonmuutokset, periaatekuva.

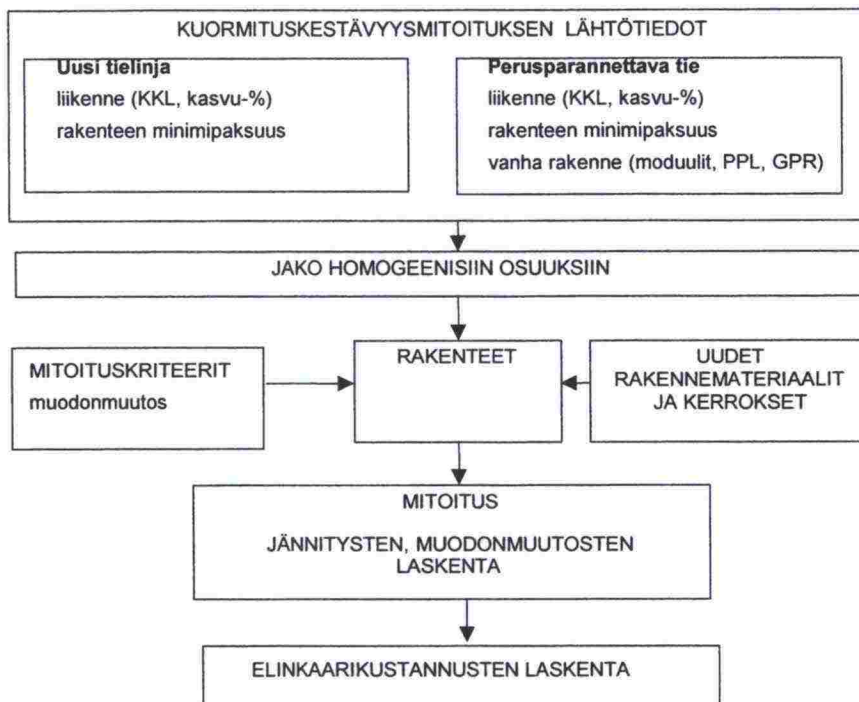
Kuvassa 72 on havainnollistettu vaurioitumisprosessin osavaiheet periaatekuvana. Kuvassa taitekohta 1 kuvaa kuormituskestävyysvaurioiden alkamisajankohtaa (ensivaurio, halkeama päällysteen alapinnassa) ja suora 2 vaurioiden kehittymistä ajassa. Käyrä 3 kuvaa kokonaisvaurioitumista, kun ilmastovauriot on lisätty kuormituskestävyysvaurioihin.



Kuva 72. Tierakenteen vaurioitumisprosessi.

8.2 Tien päällysrakenteen mitoitus

Tierakenteen yläosan kuormituskestävyysmitoituksen lähtökohtana on liikennesäätösäätö. Kumulatiivinen kuormituskertaluku määrittää kriittisille päällysteen muodonmuutoksille suurimman sallitun arvon, jonka perusteella mitoitetaan päällysrakenteen yläosan rakennekerrospaksuudet. Muut mitoituksen lähtöarvot ovat pohjamaan ja käytettävissä olevien rakennusmateriaalien moduulit (kuva 73). TPPT-suunnittelujärjestelmässä kuormituskestävyysmitoituksen jälkeen tarkistetaan, ovatko rakenteen painuma- ja routakäyttäytyminen muuttuneet ja tarvittaessa mitoitetaan rakenteet uudelleen painumalle ja / tai roudalle (luku 2).



Kuva 73. Periaatekaavio päällysteen kuormituskestävyyssmitoituksesta.

Tien päällysrakenteen mitoitus voi perustua joko mekanistisiin tai empiirisiin malleihin, tai näiden yhdistelmänä ns. mekanistis-empiiriseen malliin. Puh- taasti mekanistinen malli perustuu tierakenteen mitoittamiseen analyyttisen teorian mukaan laskettujen jännitysten ja muodonmuutosten perusteella. Empiirinen malli perustuu kenttähavaintoihin. Todellisuudessa tierakenteet eivät käytäydy analyyttisessä mitoituksessa käytettyjen teorioiden edellyt- tämällä tavalla.

Päällysteen kuormituskestävyyssmitoitus TPPT-suunnittelujärjestelmässä pe- rustuu mekanistis-empiiriseen menetelmään, jossa kriteerinä on mitoitusiän aikana rakenteeseen kohdistuvaa kuormituskertalukua vastaava päällysteen alapinnan sallittu muodonmuutos (venymä). TPPT-suunnittelujärjestelmän mitoitusmenettely (menetelmäkuvaus TPPT 17 "Kuormituskestävyyssmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen") soveltuu kestopäällysteisille (AB-, ABK-, SMA-päällysteet) tierakenteille, joiden asfalttikerrosten paksuus on vähin- tään 60-80 mm. Mitoitusmenettely ei sellaisenaan sovellu maabetoniraken- teiden tai muulla tavalla lujitettujen rakenteiden eikä kevytpäällysteteiden (PAB-, SOP-päällysteet) mitoitukseen. Näille päällysteille on oma mitoitus- menettelynsä /5/ [Belt, J., Lämsä, V.P., Ehrola, E. Kevytpäällysteisten teiden rakenteen parantamisen mitoitusmenettely. Tiehallinnon selvityksiä 85/2001].

Asfaltilla sidottujen kerrosten paksuuden ollessa vähintään 60 – 80 mm vau- rioitumismekanismi on yleensä väsyminen eli toistuvat kuormitukset rikkovat sidotun päällysteen. Tätä käyttäytymistä kuvaava väsymissuora määritetään yleensä laboratoriossa väsymiskokeella. Väsymiskokeella voidaan verrata

eri päällystemassojen ominaisuuksia keskenään. Erilaisten rakenteiden (kaikki tien rakennekerrokset mukana) käyttäytymistä keskenään voidaan verrata mm. koetiekoneella tehtyjen kuormituskokeiden tulosten perusteella.

Laboratoriossa tai koetiekoneella määritetty päällysteen väsymissuora pitää aina kalibroida kentällä havaitun vaurioitumisen kanssa, jotta sitä voidaan käyttää mitoituskriteerinä. TPPT- suunnittelujärjestelmässä tätä kriteeriä kutsutaan väsymiskriteeriksi.

Päällysrakenteiden kuormituskestävyysmitoituksessa sovelletaan lineaarista monikerrosteoriaa, jossa rakennekerrosmateriaalit oletetaan lineaarisesti kimmoisiksi. Tämä tarkoittaa sitä, että kuormitusten aiheuttamat muodonmuutokset oletetaan täysin palautuviksi heti kuorman poistuttua. Rakenteissa tapahtuvat pysyvät (plastiset) muodonmuutokset ja ajasta riippuvat (viskoosit) muodonmuutokset rajoitetaan mitoituksella niin vähäisiksi, että kokonaismuodonmuutoksia voidaan käsitellä lineaarisesti kimmoisina /57/ [Ullidtz, P., Pavement Analysis. Developments in Civil Engineering 19. Elsevier 1987] ja /7/ [Burmister, D.M., The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways. Proceedings, Highway Research Board, Vol. 23, 1943].

8.3 Päällysrakenteen valinta

8.3.1 Tielinjan jako homogeenisiin osuuksiin

Rakennesuunnittelua ja päällysrakenteen valintaa varten uusi tielinja jaetaan homogeenisiin osiin liikennesuunnituksen (vuosittainen kuormituskertaluku) ja pohjamaan (moduuli) perusteella. Painumamitoitus ja routanousumitoitus tuottavat tielle perusrakennepuutokset, joille kuormituskestävyysmitoitusta tehdään.

Vanhan rakenteen tila määritetään pudotuspainolaitteella ja maatulokalla (menetelmäkuvaus TPPT 1 "Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus)", TPPT 2 "Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta" ja TPPT 13 "Tien rakennekerrostutkimukset"). Jako homogeenisiin osuuksiin voidaan tehdä muuttujien silmämääräisen tarkastelun perusteella (kuvaajat kustakin muuttujasta vs. paalulukema). Apuna voidaan käyttää kumulatiivisen erotuksen menetelmää. Homogeenisiin osuuksiin jakamista on käsitelty yksityiskohtaisesti menetelmäkuvaus TPPT 2 "Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta".

8.3.2 Päällysrakennevaihtoehdot

Tien liikennekuormituskestävyyttä hallitaan

- paksuilla asfalttikerroksilla,
- komposiittirakenteilla,
- bitumistabiloiduilla rakenteilla,
- maabetonirakenteilla ja
- hydraulisilla sideaineilla sidotuilla kerroksilla

Nämä eri rakenteet käyttäytyvät kuormitustilanteissa erilailla ja niiden vaurioitumismekanismi on erilainen. Paksuilla kuumapäällystekerroksilla tehtyjen tierakenteiden vaurioitumismekanismi on asfalttikerrosten väsyminen, eli toistuvat kuormitukset aiheuttavat kerroksen halkeilun ja tierakenteen rappeutumisen.

Komposiittirakenteissa on sekä bitumista että hydraulista sideainetta (esim. TPPT-raportti "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalinlinnoille" Tiehallinnon selvityksiä 66/2001). Materiaali käyttäytyy kuitenkin kuumapäällysteiden tapaan ja sen vaurioitumismekanismi on myös väsyminen.

Bitumistabilointi on materiaalina sitomattoman ja sidotun välimaastossa. Sen vaurioitumismekanismi ei ole perinteisessä mielessä väsyminen. Vaurioitumismekanismi perustuu esim. kerrokseen kohdistuvaan vertikaaliseen muodonmuutokseen tai jännitykseen.

Maabetonirakenteilla ja muilla hydraulisilla sideaineilla sidotuilla kerroksilla tehtyjen tierakenteiden vaurioitumismekanismi ei ole väsyminen. Näiden kerrosten vaurioitumismekanismi on yleensä säännöllinen tai epäsäännöllinen kutistumishalkeilu lujittumisen aikana. Lämpötilojen vaihtelun aiheuttamat jännitykset aiheuttavat myös halkeilua. Käytännössä näille materiaaleille on ominaista tietty jännitys- tai muodonmuutostaso, jota ei saa ylittää, ettei rakenne vaurioidu.

Em. rakenteet poikkeavat toisistaan mm. jäykkyydeltään, mistä syystä maabetonirakenteita on tyypillisesti käytetty "liikkumattomalle alustalle" rakennettaessa ja bitumistabiloituja rakenteita esimerkiksi routivalle maapohjalle rakennetuissa teissä. Komposiitilla haetaan sekä riittävää jäykkyyttä että joustavuutta eli muodonmuutoskestävyyttä.

TPPT-suunnittelujärjestelmässä käsiteltävät rakennetyypit kuormituskestävyyden kannalta on esitetty taulukossa 26 (mm. /27/ "Rakennerratkaisujen valintaperusteita". Mäkelä, H. TPPT työraportti RA18. 2000 ja /8/ "Rakennerratkaisujen alustava suunnittelu ja kehittäminen" TPPT RA11-12-13. Fischer, K., Mäkelä, H., Toivanen, T. & Turunen, A. Tielaitoksen selvityksiä 38/1996). Kullekin homogeeniselle osuudelle mitoitetaan perusrakenne ja 1-2 rakennevaihtoehtoa, joille kaikille tehdään lopuksi elinkaarikustannusten arviointi. Lopullisessa rakenteen valinnassa otetaan huomioon myös mm. jatkuvuus siten, että rakennetyyppi ei vaihdu koko ajan, vaan kohteeseen valitaan kokonaistaloudellisesti edullisin vaihtoehto.

Taulukko 26. Päällysrakennevaihtoehdon valintaan liittyviä seikkoja

Rakenneratkaisut ja materiaaliveitohdot	Käyttö	Kuormituskestävyyden hallinta
Perusratkaisu Asfalttibetoni Pehmeä asfalttibetoni	Valinta tieluokan mukaan	Kuormituskestävyyttä hallitaan ohuella asfalttipäällysteellä ja paksuilla sitomattomilla kerroksilla
Paksut asfalttipäällysteet Asfalttibetoni + kantavan kerroksen asfaltti Kivimastiksiasfaltti + kantavan kerroksen asfaltti	Päätiestöllä käytössä	Kuormituskestävyyttä hallitaan paksuilla sidotuilla asfalttikerroksilla
Komposiittirakenteet Sementti – bitumikomposiitit Bitumi – sementtikomposiitit	Päätiestöllä käytössä	Sementtikomponentilla aikaan saadaan riittävä jäykkyys ja bitumikomponentilla joustavuus
Bitumistabiloidut rakenteet Kantavan kerroksen bitumistabilointi	Pää- ja paikallistiet	Bitumistabiloinnilla lisätään kantavan kerroksen jäykkyyttä
Asfalttipäällyste ja hydrauliset sideaineet Sementtistabiloitu kantava kerros Maabetonirakenteet Masuunihiekalla stabiloidut rakenteet	Pää- ja paikallistiet	Hydraulisilla sideaineilla lisätään kantavan kerroksen jäykkyyttä

8.4 Lähtötietojen määrittäminen

8.4.1 Mitoituksen lähtötiedot

Tien päällysrakenteen kuormituskestävyyssuunnittelun ja -mitoituksen lähtötietoina tarvitaan:

- Suunniteltu tien tasausviiva.
- Tieto tarkastelujaksona rakenteeseen kohdistuvasta liikennesäädöstä.
- Parannettavan rakenteen tapauksessa tiehen kohdistuneet kunnossapito- ja korjaustoimenpiteet.
- Parannettavan rakenteen tapauksessa rakenteeseen kohdistunut liikennesäädös.
- Tieto rakennuspaikan pohjasuhteista (luonnollinen tai "käsitelty" pohjamaa).
- Tieto käytettävistä ja parannettavan rakenteen tapauksessa myös käytetyistä rakennusmateriaaleista ja niiden ominaisuuksista: sitomattomat materiaalit, bitumilla ja sementillä sidotut materiaalit, vahvisteet.

Parannettavan rakenteen tapauksessa vanhan rakenteen kunnan määrittämiseen liittyy myös vaurioiden, kerrospaksuuksien ja materiaalien moduulien määrittäminen. Rakenteen parantamisen tarve ja menetelmä määritetään rakenteen kunnan perusteella. Tällöin on arvioitava vaurioitumiseen vaikut-

tavat tekijät (vauriodiagnoosi). Alustava arvio voidaan tehdä tasaisuusmitaustietojen ja vauriokartoituksen perusteella (menetelmäkuvaus TPPT 15 "Tien vauriokartoitus"). Kartoitustietojen perusteella voidaan myös rajata alustavasti vaurioituneiden osuuksien pituudet.

Liikenneperäiset vauriot ovat joko päällysteen ajourien urautumista tai halkeilua (mm. verkkohalkeilu) tai pohjamaan urautumisesta (sulamisvaihe) johtuvaa epätasaisuutta. Arvio voidaan todentaa ja korjaustarve rajata mm. kantavuusmittauksilla (menetelmäkuvaus TPPT 1 "Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus)").

Taulukossa 27 on esitetty kuormituskestävyysmitoituksessa tarvittavat lähtötiedot ja materiaaliparametrit sekä niiden arviointi- ja määrittymenetelmät laboratoriossa ja kentällä. TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaisesti parametrit määritetään kohdekohtaisesti. Materiaaliparametrien määrittämisestä on käsitelty mm. TPPT-raportissa "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille", Tiehallinnon selvityksiä 66/2001. Kentällä määritettävät ominaisuudet tulevat kyseeseen yleensä vain parannettavan rakenteen yhteydessä.

Taulukko 27. Parannettavan rakenteen kuormituskestävyysparametrien arviointi- ja määrittymenetelmät laboratoriossa ja kentällä.

Parametri	Määrittämis- tai arviointitapa	Menetelmä
Pohjamaan moduuli, E_{PM}	<u>Laboratoriossa</u> 3-akselikoe taulukkoarvo rakeisuuden perusteella <u>Kentällä</u> FWD + takaisinlaskenta CPTU	SHRP P46 TPPT 1 ja 2 TPPT 11
Sitomattomien kerrosten moduuli, E_{SIT}	<u>Laboratoriossa</u> 3-akselikoe taulukkoarvo rakeisuuden perusteella <u>Kentällä</u> FWD + takaisinlaskenta CPTU	SHRP P46 TPPT/TIEH 66/2001 ja TPPT 22 TPPT 1 ja 2 TPPT 11
Sidottujen kerrosten moduuli, E_{SID}	<u>Laboratoriossa</u> Epäsuora vetokoe (ITT) taulukko <u>Kentällä</u> FWD + takaisinlaskenta	PANK 42 04 TPPT/ TIEH 66/2001 TPPT 1 ja 2
Poissonin luku, ν_i	taulukko	TPPT/ TIEH 66/2001
Sidotun kerroksen väsymisominaisuudet	asfaltin väsyyslaitte (AVL) taulukko	PANK 42 06
Kuormituskertaluku, KKL_{muut}	ennuste	TPPT 3
Rakennekerrospaksuudet h_i	maatutka	TPPT 13
Rakennekerrosten materiaalit	näytteenotto	TPPT 13

Pudotuspainomittauksista lasketaan rakennekerrosten ja pohjamaan moduulit käyttäen mitatun taipumasuppilon lisäksi lähtötietona rakennekerrospaksuuksia (menetelmäkuvaus TPPT 2 "Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta").

Jos takaisinlaskenta antaa vanhalle päällysteelle (ja muillekin kerroksille) epärealistisia moduuleja, suositellaan vanhan päällysteen moduuli sidottavaksi vauriosummaan *taulukon 28* osoittamilla arvoilla (TPPT-arvot). Muut vanhan rakenteen kerrosmoduulit lasketaan tällä päällysteen moduuliarvolla.

Tien ollessa erittäin huonossa kunnossa (vauriosumma yli 200 m²/100 m) ainakin vanha päällyste suositellaan poistettavaksi. Jos kantava kerroskin on hienontunut ja deformatunut runsaasti, se suositellaan poistettavaksi tai vahvistettavaksi esim. stabiloinnilla.

Taulukko 28. Parannettavan tien vanhan päällysteen suositellut moduulit (käytetään takaisinlaskennan sijaan)(TPPT-arvot)

Luokka	Vauriosumma (m ² /100 m)	Vanhan AB:n moduuli (% - lähtöarvosta)
1	< 10	80 %
2	10 – 60	60 %
3	61 – 200	40 % (harkittava kerroksen poistamista)
4	> 200	10 % (kerros suositellaan poistettavaksi)

8.4.2 Liikennesuunnittelu

Rakenteen kuormituskestävyyksimitoitusta tehdään rakenteeseen mitoitusaikana kohdistuvan liikennekuormituksen mukaan. Liikennemäärä ja sen koostumus (ajoneuvotyyppit ja painot) on ennuste tai laskemalla saatu arvo, jonka liikennesuunnittelija tekee liikennelaskentojen, kaavoituksen, maankäytön suunnittelun ja muiden liikenteeseen todennäköisesti vaikuttavien seikkojen perusteella.

Liikennesuunnittelu voidaan ottaa huomioon kahdella tavalla: joko kuormituskertalukuna vastaavuuskerroinmenetelmällä tai ottamalla huomioon koko raskaan liikenteen akselipainojakautuma ajoneuvotyypeittäin ja painoluokittain (akselimassaspektrimenetelmä).

Liikennesuunnittelun laskemiseen on tähän asti yleisesti käytetty vastaavuuskerroin- eli kuormituskertaluku-menetelmää. Myös TPPT-suunnittelu-järjestelmässä käytetään vastaavuuskerroinmenetelmää ja kuormituskertalukua. Tulevaisuudessa pyritään kuitenkin tarkempaan liikenteen laskemiseen ja tulevan liikenteen ennustamiseen. Tarkempaan laskemiseen voidaan käyttää esim. akselimassaspektri-menetelmää. Tämä menetelmä perustuu siihen, että raskas liikenne jaetaan ajoneuvoluokkiin ja ajoneuvoluokat edelleen eri painoluokkiin. Tarkin jaotus voi tapahtua periaatteessa akseli- ja pyörätyypeittäin. Menetelmän käyttö edellyttää kuitenkin ajoneuvojen automaattisen punnitsemisen (esim. WIM-tekniikalla) käyttöä. Akselimassaspektri-menetelmä on kuvattu menetelmäkuvaus TPPT 3 "Liikennesuunnittelun laskeminen".

*Taulukossa 29 on esitetty vastaavuuskertoimet kuormituskertaluvun laske-
miseksi /34/ [Ajoneuvojen ekvivalentit 2009 (Akselimassatutkimus 1998-
raportin aineistosta). Pursiainen J., 2001] ja /21/ [Akselimassatutkimus1998.
Räty P., Pursiainen J. TIEL:n julkaisuja. 1999]/. Vanhoja arvoja käytetään
käsiteltäessä liikennettä vuoteen 1998 asti ja uusia arvoja vuodesta 1999 al-
kaen. Uudet arvot on laskettu viimeisen akselimassatutkimuksen tuloksista
ennustaen kymmenen vuotta eteenpäin (vuosi 2009 mitoitusvuosi) olettaen
liikenteen tulevaisuudessa koostuvan nykyistä nuoremasta kalustosta.*

Taulukko 29. Ajoneuvotyyppien vastaavuuskertoimet

	Vanhat vastaavuuskertoimet (ennuste v.1995)		Uudet vastaavuuskertoimet (ennuste v. 2009)
	Keskim.	Täysi	Keskim.
LA	0,4		1,2
KAIP	0,4	1,5	0,7
KAPP	1,5	3,0	1,7
KAVP	2,3	4,5	3,2
KAIP+LA	0,4		0,8
KAPP+KAVP	2,1		2,8
RASKAS YHT.	1,3		2,2

*Taulukossa 30 on esitetty vuonna 1998 tehdyn akselimassatutkimuksen tu-
loksista ennustetut eri ajoneuvotyyppien kuormitusekvivalentit. Taulukossa
on esitetty vuoden 1999 arvot ja vuoden 2009 ennustetut arvot ekvivalen-
teille sekä vakioituina vuoden 1999 tasoon (VAK) että lineaariseen kasvuen-
nusteeseen (LIN) perustuvina. Tarkastelu on tehty erikseen raaka-aine-
kuljetuksille, muille kuin raaka-ainekuljetuksille sekä kaikille yhteensä /34/
[Ajoneuvojen ekvivalentit 2009 (Akselimassatutkimus1998-raportin aineis-
tosta). Pursiainen J., 2001].*

Taulukko 30. Ekvivalenttien ennustetut arvot vuonna 2009 eri autotyypeillä.

	KAIP	KAPP	KAVP	LA
Kaikki tavaralajit yhteensä				
1999	0.58	1.48	2.63	0.85
2009 VAK	0.66	1.74	3.16	1.17
2009 LIN	0.70	1.84	3.42	1.29
Raaka-ainekuljetukset				
1999	1.06	2.84	4.68	
2009 VAK	1.42	2.74	4.82	
2009 LIN	1.77	2.84	4.98	
Muut kuin raaka-ainekuljetukset (tyhjät mukana)				
1999	0.54	1.27	1.73	
2009 VAK	0.63	1.49	1.95	
2009 LIN	0.67	1.56	2.05	
Muut kuin raaka-ainekuljetukset (tyhjät ei mukana)				
1999	0.62	1.67	2.54	
2009 VAK	0.73	1.91	2.55	
2009 LIN	0.79	1.99	2.57	
VAK = vakio 1999-2009				
LIN = lineaarinen kasvu 1999-2009				

Tierakenteen mitoituksessa käytettävä vuotuinen kuormituskertaluku laske-
taan mahdollisimman tarkasti saatavilla olevien tietojen perusteella. Jos on
saatavilla kaikkien ajoneuvoluokkien määrät painoluokittain, käytetään niitä
kaikkia ja niiden vastaavuuskertoimia laskennassa. Kuormituskertalukujen
laskenta on esitetty yksityiskohtaisesti menetelmäkuvausessa TPPT 3 "Li-
kennerasituksen laskeminen".

Kuormituskertaluku-menetelmässä mitoituslaskelma tierakenteen vasteille
tehdään vain yhdelle tapaukselle eli standardikuormitukselle. Tien kestoikä
määritetään lasketun vasteen perusteella vauriokriteeriin pohjautuen.

8.4.3 Kenttäkalibroitu TPPT-väsymiskriteeri

Kuormituskestävyysvaurioitumisen alkamisajankohdan ennustemalli

TPPT-tutkimusohjelmassa kehitetty malli on todennäköisyysmalli, jolla vauri-
oitumista selitetään rakennetta kuvaavilla tiedoilla ja rakenteeseen kohdistu-
via rasituksia kuvaavilla tiedoilla. Mallinnusta on kuvattu menetelmäkuvaus-
sessa TPPT 17 "Kuormituskestävyyssmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen".
TPPT-referenssirakenteen kenttäkalibroitu päällysteen alapinnan muodon-
muutokseen perustuva väsymiskriteeri on *kaavan* (4) mukainen.

$$N_{10} = 10^{7.29 - 0.00372 \cdot (EPS) - 5840000 \cdot \left(\frac{1}{EPS \cdot N_{10} Y} \right)} \quad (4)$$

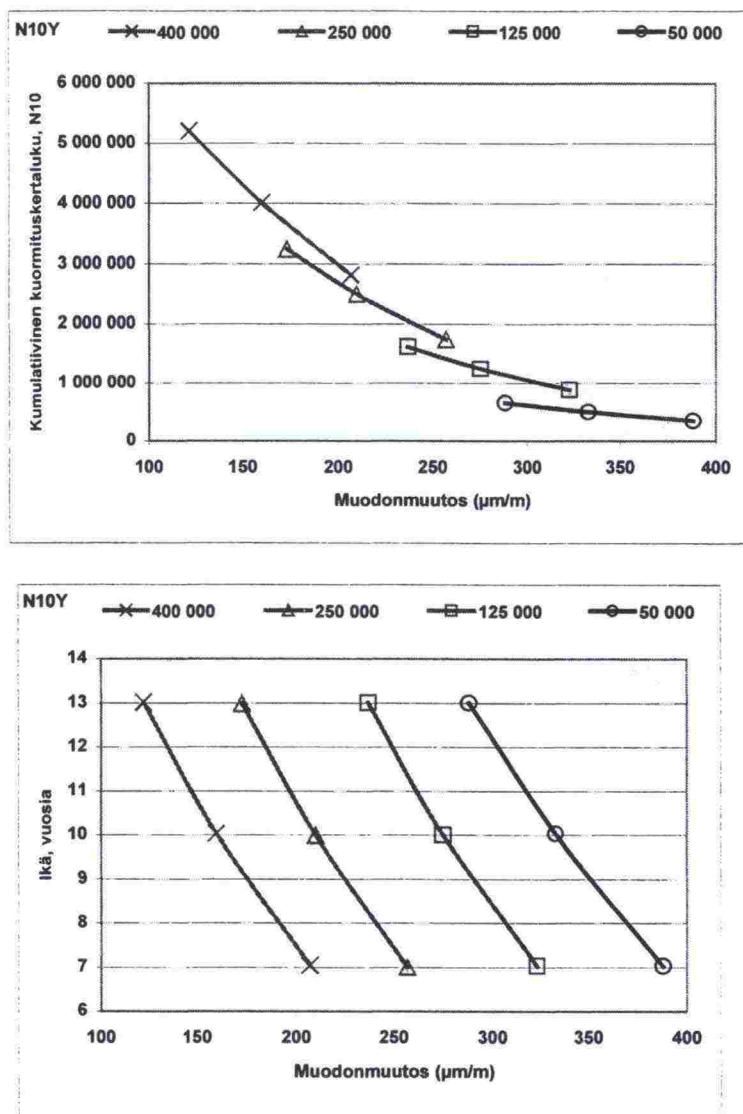
missä,

- N_{10} = kumulatiivinen kuormituskertaluku päällysteen vaurioitumisen
alkamisajankohtaan, 100 kN
 EPS = päällysteen alapinnan sallittu muodonmuutos, $\mu\text{m}/\text{m}$
 $N_{10} Y$ = mitoitusjakson keskimääräinen vuotuinen kuormituskertaluku,
100 kN

Referenssirakenteella tarkoitetaan tässä yhteydessä rakennetta, jossa sito-
mattomien rakennekerrosten päällä on yksi tai useampi asfalttikerros.

Kaavan (4) eksponentin viimeinen termi $\{1 / (EPS \cdot N_{10} Y)\}$ kuvaa asfaltin
vanhenemisen vaikutusta tien vaurioitumisen alkamisajankohtaan. Mitä hi-
taammin liikennekuormitukset kohdistuvat tiehen (pieni $N_{10} Y$), sitä vähem-
män kuormituksia tie kokonaisuudessaan kestää, eli vanhenemisen vaikutus
vaurioitumiseen kasvaa.

Kaava (4) antaa kumulatiivisen kuormituskertaluvun viimeisimmästä kuor-
mituskestävyyteen vaikuttavasta toimenpiteestä (rakenteen parantaminen tai
päällystys) vaurioitumisen alkamishetkeen. *Kuvassa* 74 on esitetty ennuste-
mallin kuvaajat neljälle eri liikennemäärälle. Kuvaajat on piirretty aineiston
tyypillisille päällysteen alapinnan muodonmuutosalueille eri liikennemäärä-
luokissa.



Kuva 74. Kaavan (4) kuvaajat neljälle eri liikennemäärälle kumulatiivisen kuormituskertaluvun ja iän suhteen.

Ennustemallin käyttörajoitukset

Ennustemallien käytössä on aina huomioitava mallin käyttöalue ja mallin käytön muut rajoitukset. Nämä rajoitukset voivat johtua mallin kehittämiseen käytetystä aineistosta (malli käyttökelpoinen vain aineiston kattamalla alueella) tai mallinnuksen taustalla olevasta teoriasta (esim. vaurioitumismekanismit ei ole voimassa). Ennustemallin pohjana oleva aineisto on kuvattu menetelmäkuvauksessa TPPT 17 "Kuormituskestävyyssmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen". Alla on esitetty mallin käyttöalueyhtälö, jolla kuormituskestävyyssvaurioitumisen alkamisajankohtamallin raja-arvon voi laskea (kaava 5).

$$EPS_{\min} = \sqrt{\frac{5840000}{0.00372 \cdot N_{10}Y}} \quad (5)$$

missä,

EPS_{\min} = pienin sallittu päällysteen alapinnan muodonmuutos, $\mu\text{m}/\text{m}$

$N_{10}Y$ = mitoitusjakson keskimääräinen vuotuinen kuormituskertaluku, 100 kN

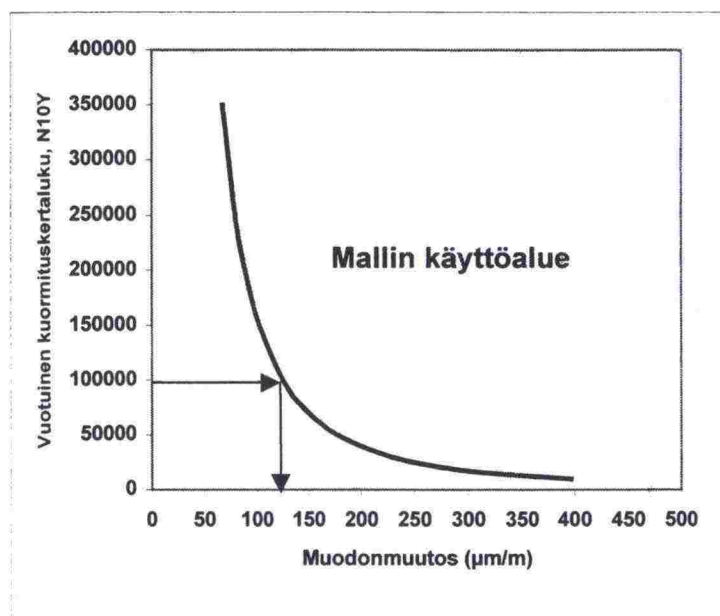
Kuormituskestävyysvaurioitumisen alkamisajankohtamalli (1) sisältää toisena selittäjänä yhdysvaikutustekijän, jossa huomioidaan kuinka nopeasti kuormituskertaluku toteutuu. Mikäli kuormitusten lukumäärä toteutuu liian hitaasti, ei väsyminen ole enää primääri vaurioitumismekanismi, vaan vaurioituminen aiheutuu muista syistä. Tämä näkyy rajakäyränä kuvassa 75. Muodonmuutoksen ja vuosittaisen kuormituskertaluvun leikkauspisteen tulee olla käyrän oikealla / yläpuolella.

Aineiston rajoitusten asettamat käyttöalueet mallille (4)

Vuotuinen kuormitus-
kertaluku:
 $30\,000 < KKL < 450\,000$

Päällysteen paksuus >
60 mm

Rakennetyyppi:
Yksi tai useampi asfaltti-
kerros sitomattomien ra-
kennekerrosten päällä



Kuva 75. Mallin (4) käyttörajoitus, esim. 100 000 vuotuiselle KKL:lle raja-arvona on $EPS = 125 \mu\text{m}/\text{m}$.

8.5 Jännitysten ja muodonmuutosten laskenta

Tierakenteen jännitykset ja muodonmuutokset lasketaan lineaarisella monikerrosohjelmalla (esim. Kenlayer). Päällysrakenteen kuormituskestävyysmitoitus perustuu päällysteen väsymisteoriaan, jossa päällysteen vaurioitumista selittää sen alapinnan vaakasuora vetomuodonmuutos. Yleensä lasketaan tien pituussuuntainen vetomuodonmuutos päällysteen alapinnassa. Tierakenne voi vaurioitua myös muilla tavoilla (esim. pohjamaa ja rakennekerrokset vaurioituvat ilmastoinnasta), mutta näitä vaurioitumistapoja ei ole käsitelty tässä yhteydessä. Rakenteiden jännitykset ja muodon-

muutokset voidaan laskea myös rakenteen muissa kohdissa kuin päällysteen alapinnassa.

Muodonmuutosten laskennan lähtötietoina tarvitaan

- rakennekerrospaksuudet: valitaan rakennekerrosmateriaalit ja niiden paksuudet alustavan rakennevaihtoehdon laskentaa varten, ottaen huomioon routamitoituksen tuottamat rakennekerrosten minimipaksuudet.
- rakennekerrosten moduulit: rakennekerrosmateriaalien kimmomoduulit määritetään laboratoriokokeilla tai käytetään taulukkoarvoja tunnetuista materiaaleista (TPPT-raportti: "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille" Tiehallinnon selvityksiä 66/2001) alustavan rakennevaihtoehdon laskentaa varten.
- Poissonin luku (bitumisille materiaaleille käytetään arvoa $\nu = 0,35$).
- kuormituksena käytetään pudotuspainolaitteen aiheuttamaa kuormitusta: ympyränmuotoinen kuorma 50 kN ja kuormitusalan säde 0,15 m.
- laskentapisteiden (esim. päällysteen alapinnan) koordinaatit.

Laskennan tuloksena saadaan laskentapisteissä (esim. päällysteen alapinta)

- jännitykset,
- muodonmuutokset ja
- siirtymät.

Sitomattomien materiaalien jäykkyys riippuu niiden jännitystilasta ja -tasosta. Rakennekerroksissa käytettävien karkearakeisten materiaalien moduuli on sitä suurempi, mitä suurempi niiden jännitystaso on. Rakennekerrosmateriaalien kimmomoduulia korjataan tarvittaessa uutta jännitystilaa vastaavaksi materiaalin jännitysriippuvuusominaisuuden mukaan. Menettely on esitetty TPPT-raportissa "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille", Tiehallinnon selvityksiä 66/2001.

8.6 Kuormituskestävyyssmitoititus

8.6.1 Mitoitusjakso ja väsymiskriteeri

Tien kuormituskestävyyssmitoititus TPPT-suunnittelujärjestelmässä aloitetaan valitsemalla mitoitusjakson pituus. Mitoitusjakso päättyy, kun väsymiskriteerillä ennustettu tien liikenneperäinen vaurioituminen alkaa. Mitoitusjakson pituudeksi suositellaan 10 vuotta (50 % tien normaalista mitoitusiästä). Mitoitusjakson pituus on kuitenkin hallinnollinen päätös, jolla voidaan säätää lopullisen rakenteen paksuutta (mitä pidempi mitoitusjakso, sitä paksumpi rakenne). Tässä suositeltu 10 vuoden mitoitusjakson pituus perustuu mitoituskriteerin kehityksessä käytetyn aineiston keskimääräiseen tien ikään liikenneperäisten vaurioitumisen alkaessa.

Aluksi määritetään mitoitusjakson aikana rakenteeseen kohdistuva kuormituskertaluku (10 ensimmäisen vuoden aikana toteutuva kuormituskertaluku). Tätä kuormituskertalukua vastaava päällysteen alapinnan sallittu muodon-

muutos määritetään väsymiskriteerimallilla (4). Kun näin laskettu kuormituskertaluku jaetaan mitoitusjakson vuosien lukumäärällä (10) saadaan mallissa tarvittava vuotuinen keskimääräinen kuormituskertaluku.

TPPT-referenssirakenteen kenttäkalibroitu päällysteen alapinnan muodonmuutokseen perustuva väsymiskriteeri on esitetty kaavassa (6):

$$EPS = \{ \{ [\log(N_{10}) - 7.29]^2 - 86900/N_{10}Y \}^{1/2} - \log(N_{10}) + 7.29 \} / 0.00744 \quad (6)$$

missä

- EPS = päällysteen alapinnan sallittu muodonmuutos, $\mu\text{m}/\text{m}$
 N_{10} = kumulatiivinen kuormituskertaluku päällysteen vaurioitumisen alkamisajankohtaan, 100 kN
 $N_{10}Y$ = mitoitusjakson keskimääräinen vuotuinen kuormituskertaluku, 100 kN.

Yllä esitetty kenttäkalibroitu väsymiskriteeri perustuu havaintotieaineiston pitkäaikaisseurannan tuloksena kehitettyyn vaurioitumisen alkamisajankohdan ennustemalliin. Malli perustuu 635 havaintotiekohteen aineistoon, josta 50 kohdetta on Suomessa ja loput Ruotsissa (raportti TPPT 43 Havaintotiet). Rakenteet ovat ns. perinteisiä rakenteita, joissa on yksi, kaksi tai kolme asfalttipäällystettyä sitomattomien kerrosten päällä.

Koska tieverkolta ei ole käytännössä saatavissa kenttähavaintoihin perustuvaa tietoa uusien tai harvemmin käytettyjen rakenneratkaisujen käyttäytymisestä, on laboratorioissa väsymislaitetta (PANK4206) hyväksikäyttäen määritettävä materiaaleille suhteelliset vaurioitumiskertoimet (yleisesti tunnettu nimellä "Shift-Factor"). Näillä kertoimilla lasketaan materiaalien suhteellinen kestävyys kenttäolosuhteissa, kun tiedetään materiaalien välinen väsymiskestävyys laboratorioissa.

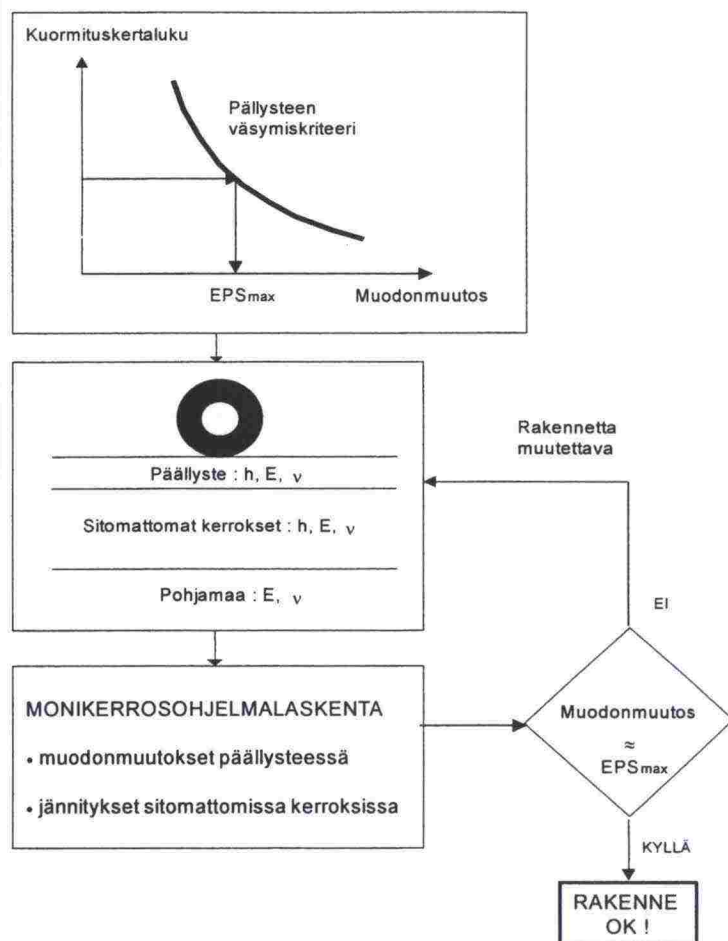
Vanhojen ja lisättävien (poistettavien) rakennekerrosten paksuuksien ja moduulien avulla lasketaan rakenteen kriittiset muodonmuutokset (kuormituskestävyysmitoitusta varten päällysteen alapinnan vetomuodonmuutos), joiden perusteella rakenteen kuormituskestävyysmitoitus tehdään periaatteessa samalla tavalla kuin uudenkin tien tapauksessa. Koska väsymiskriteeri perustuu aineistoon, jossa on mukana myös uudelleen päällystettyjä kohteita, sitä voidaan sinällään käyttää myös rakenteen parantamisen mitoittamiseen.

8.6.2 Päällysrakenteen mitoitus

Referenssirakenteen mitoitus

1. Päällysrakenteen kuormituskestävyysmitoitus tapahtuu siten, että aluksi valitaan mitoitusjakson pituus, jolle lasketaan mitoitusjakson aikana syntävä kuormituskertaluku.
2. Päällysteiden väsymiskriteerin perusteella rakenteelle määritetään mitoitusjakson kuormituskertalukua vastaava suurin sallittu muodonmuutos.
3. Tämän jälkeen valitaan rakennekerrosmateriaalit ja niiden paksuudet alustavan rakennevaihtoehdon laskentaa varten, ottaen huomioon routamitoituksen tuottamat rakennekerrosten minimipaksuudet.
4. Materiaalien ominaisuuksista tulee tuntea niiden kimmomoduuli (E) ja Poissonin luku (ν). Yleisimmille materiaaleille kimmomoduulit on esitetty taulukkoarvoina TPPT-raportissa "Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille" /TIEH 66/2001/. Mitoitettavalle rakenteelle lasketaan lineaaris-elastisella monikerrosohjelmalla (esim. Kenlayer) standardikuormituksen aiheuttamat jännitykset ja muodonmuutokset.
5. Laskettuja muodonmuutoksia verrataan päällysteiden väsymiskriteeriin perustuvaan mitoitusjakson suurimpaan sallittuun muodonmuutokseen. Mikäli laskettu muodonmuutos ylittää mitoitusjakson sallitun muodonmuutokseen, tulee rakennetta vahvistaa (paksuntaa). Vastaavasti mikäli laskettu muodonmuutos alittaa mitoitusjakson sallitun muodonmuutoksen, voi rakennekerrospaksuuksia ohentaa, edellyttäen kuitenkin ettei routamitoituksen asettamaa minimipaksuutta aliteta.

Tällä tavoin iteroimalla saavutetaan lopuksi rakenne, jossa sallittu ja laskettu muodonmuutos ovat lähes yhtäsuuret. Edellä kuvatut mitoitusprosessin periaatteet on havainnollistettu *kuvassa 76*.



Kuva 76. Referenssirakenteen kuormituskestävyyden TPPT-mitoitusprosessi.

Vaihtoehtoisen rakenteen mitoitus

Kun mitoitetaan perinteisestä rakenteesta poikkeavia rakenteita, jolloin tieverkolta ei ole saatavissa kenttähavaintoihin perustuvaa väsymiskriteeriä, käytetään suhteellisia kertoimia. Vaihtoehtoisten uusien ja/tai harvemmin käytettyjen rakenneratkaisujen käyttäytymisestä on laboratoriossa väsymislaitteella määritettävä materiaaleille väsymissuorat. Näiden ja referenssimateriaalin väsymissuoran avulla määritetään ko. materiaaleille suhteelliset vaurioitumiskertoimet, josta tässä yhteydessä käytetään nimeä "väsymiskerroin". Näillä kertoimilla lasketaan materiaalien suhteellinen kestävyys kenttäolosuhteissa. Laskentaprosessi sisältää seuraavat vaiheet:

1. Määritetään mitoitusjakson kumulatiivinen kuormituskertaluku (N).
2. Lasketaan referenssirakenteen kenttäkalibroidulla väsymiskriteerillä kuormituskertalukua (N) vastaava muodonmuutos (EPS).
3. Määritetään referenssimateriaalin laborioiväsymissuorasta kuormituskertalukua (N) vastaava muodonmuutos (EPS_{lab_ref}). Väsymisyhtälön yleisestä yhtälöstä voidaan ratkaista muodonmuutos ja kirjoittaa se muotoon (7):

$$\text{EPS_lab_ref} = 10^{\{[\log(A) - \log(N)] / B\}} \quad (7)$$

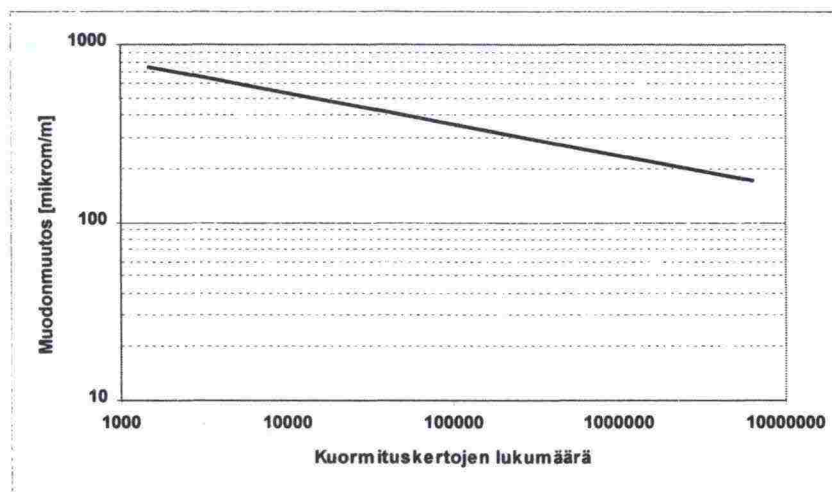
missä

N = kuormituskertojen lukumäärä
EPS_lab_ref = referenssimateriaalin sallittu muodonmuutos (μm/m)
A, B = referenssimateriaalin materiaaliparametrit

Taulukossa 31 on esitetty referenssimateriaalin (AB20 B70/100) materiaaliparametrit ja kuvassa 77 referenssimateriaalin väsymissuora.

Taulukko 31. AB20 B70/100 massan materiaaliparametrit väsytykskokeessa (voimaohjattu).

log(A)	B
19,4	5,6



Kuva 77. AB20 B70/100 päällysteen laborioriväsymissuora (PANK 4206).

4. Määritetään vaihtoehtoisen materiaalin laborioriväsymissuorasta kuormituskertalukua (N) vastaava sallittu muodonmuutos (EPS_lab_mat) yhtälöllä (8). Taulukossa 32 on esitetty laborioriväsymiskokeilla määritetyt materiaaliparametrit.

$$\text{EPS_lab_mat} = 10^{\{[\log(A) - \log(N)] / B\}}, \quad (8)$$

missä

N = kuormituskertojen lukumäärä
EPS_lab_mat = vaihtoehtoisen materiaalin sallittu muodonmuutos (μm/m)
A, B = vaihtoehtoisen materiaalin materiaaliparametrit

Taulukko 32. Laboratorioväsymiskokeilla määritetyt materiaaliparametrit

Massatyyppi _ Sideaine	log_A	B	Lähde
AB _ B70/100 (referenssi)	19.4	5.6	Spoof 1992 /43/
AB _ B20/30	18.0	5.3	
AB _ B100/150	19.3	5.4	
AB _ B250/330	23.2	6.8	
ABK _ B70/100	26.1	8.6	Apilo 1996 /31/
Komposiitti_C (Imeytetty avoin asfaltti)	16.9	5.6	Laukkanen 1999 /22/
Komposiitti_B (Asfalttirouhe)	25.6	9.1	

HUOM ! Päällysrakenteen kuormituskestävyyssmitoituksen vaatimuksena on, että lähtötietona tunnetaan sidottujen materiaalien väsymisominaisuudet.

Lasketaan laboratoriomuodonmuutosten väsymiskerroin. Väsymiskerroin saadaan jakamalla edellä kohdassa 4 laskettu vaihtoehtoisen materiaalin sallittu muodonmuutos ja kohdassa 3 laskettu referenssimateriaalin sallittu muodonmuutos keskenään. Taulukossa 33 on esitetty vaihtoehtoisten materiaalien väsymiskertoimet luokiteltuna vuotuisen kuormituskertaluvun mukaan.

Taulukko 33. Vaihtoehtoisten materiaalien väsymiskertoimia.

Massatyyppi	N ₁₀ Y	< 100000	100000 – 200000	> 200000
Väsymiskerroin				
AB _ B70/100 (referenssi)		1.00	1.00	1.00
AB _ B20/30		0.75	0.74	0.74
AB _ B100/150		1.18	1.17	1.17
AB _ B250/330		1.35	1.38	1.41
ABK _ B70/100		0.85	0.89	0.93
Komposiitti_C (Imeytetty avoin asfaltti)		0.36	0.36	0.36
Komposiitti_B (Asfalttirouhe)		0.56	0.59	0.61

Vaihtoehtoisen materiaalin sallittu muodonmuutos saadaan, kun referenssirakenteen kenttäkalibroidulla väsymiskriteerillä (kaava 9) laskettu muodonmuutos (EPS) kerrotaan taulukon 33 laboratoriomuodonmuutosten väsymiskertoimella.

$$\text{EPS}_{\text{mat}} = \text{Väsymiskerroin} * \text{EPS} \quad (9)$$

5. Tämän jälkeen mitoittamista jatketaan kuten referenssirakenteen mitoitusta.

8.6.3 Luotettavuus kuormituskestävyyssmitoituksessa

Luotettavuus-/riskianalyysiä voidaan soveltaa myös päällysrakenteen mitoitusmenetelmiin. Menettelyä on kuvattu raportissa TPPT 24 "Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa". AASHTO:n päällysrakenteen mitoitusmenetelmässä kehitettyjä ja käytettyjä luotettavuusanalyysin periaatteita on

sovellettu myös TPPT:ssä /15/ [Luotettavuusanalyysit, TPPT E33. Jämsä, H., Ruotoistenmäki, A., VäliRaportti E3, 1996]. AASHTO:n päällysrakenteen mitoitusmenetelmässä rakenteen kestävä kuormituskertaluku määritetään rakenne- ja ilmastotietojen perusteella. Halutun varmuustason mukainen luotettavuus huomioidaan luotettavuuskertoimella Z_r . Luotettavuus on määritetty todennäköisyytenä, että rakenne kestää vähintään niin paljon rasituksia, kuin siihen mitoitusaikana lasketaan kohdistuvan, *kaava (10)*.

$$R = \text{Prob} [F(x) \geq F_0] \quad (10)$$

missä

- R = luotettavuus
- $F(x)$ = riippuvaa muuttujaa kuvaava funktio (rasitus)
- x = riippumattomat muuttujat (esim rakennetiedot, pohjamaatiedot, ilmastotiedot)
- F_0 = rasitusten määrä, jolla hajoaminen tapahtuu

Rasitusten määrää estimoidaan *kaavalla (11)*.

$$F_0 \approx E[F(x)] - Z_r * \sqrt{\text{Var}[F(x)]} \quad (11)$$

missä

- $E[F(x)]$ = kestoikämallin $F(x)$ odotusarvo
- $\text{Var}[F(x)]$ = kestoikämallin $F(x)$ varianssi
- Z_r = luotettavuuskerroin

Todennäköisyysjakautuman luotettavuuskerroin lasketaan jakautuman varianssiin σ^2 ja keskiarvoon μ pohjautuen. Haluttu luotettavuustaso eli riskitaso, määrää luotettavuuskertoimen arvon. Riskitasolla 50 % luotettavuuskertoimen arvo on 0, eli havainnot voivat olla keskiarvoa suurempia tai pienempiä. Luotettavuustasolla 95 % luotettavuuskerroin on $Z_r=1.645$. Suurempaa luotettavuustasoa haluttaessa luotettavuuskertoimen suuruus kasvaa nopeasti.

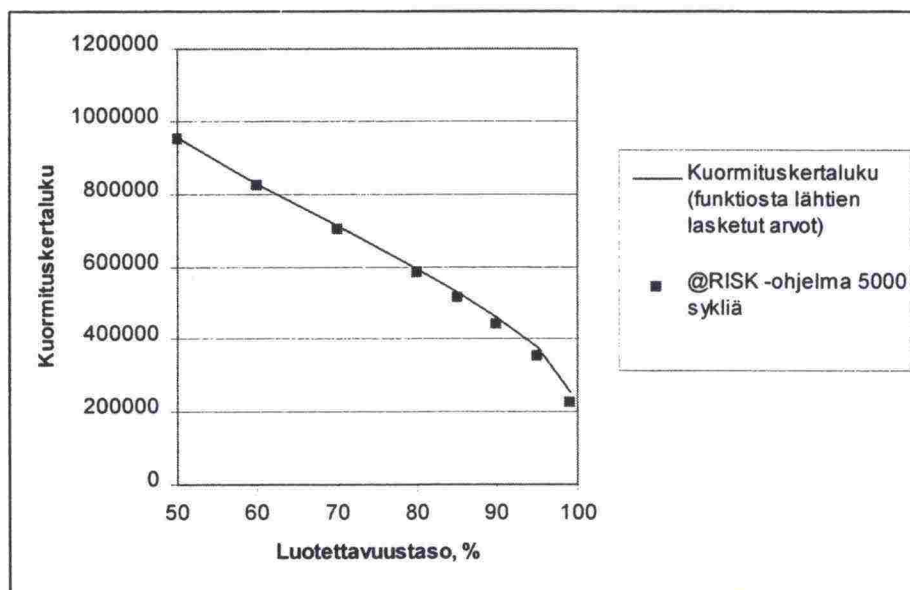
Viitteessä /15/ [Luotettavuusanalyysit, TPPT E33. Jämsä, H., Ruotoistenmäki, A., VäliRaportti nro E3, 1996] esitetyllä tavalla voidaan määrittää luotettavuusfunktioita suunnittelussa käytettäville kuormituskestävyysmalleille.

TPPT:ssä kehitetty kuormituskestävyysmalli (menetelmäkuvaus TPPT 17 "Kuormituskestävyysmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen") on todennäköisyysmalli, jolla vaurioitumista selitetään rakennetta kuvaavilla tiedoilla ja rakenteeseen kohdistuvia rasituksia kuvaavilla tiedoilla. Mallinnusprosessissa tuloksena on saatu TPPT-referenssirakenteen kenttäkalibroitu päällysrakenteen alapinnan muodonmuutokseen perustuva väsymiskriteeri (*kaava 4*)

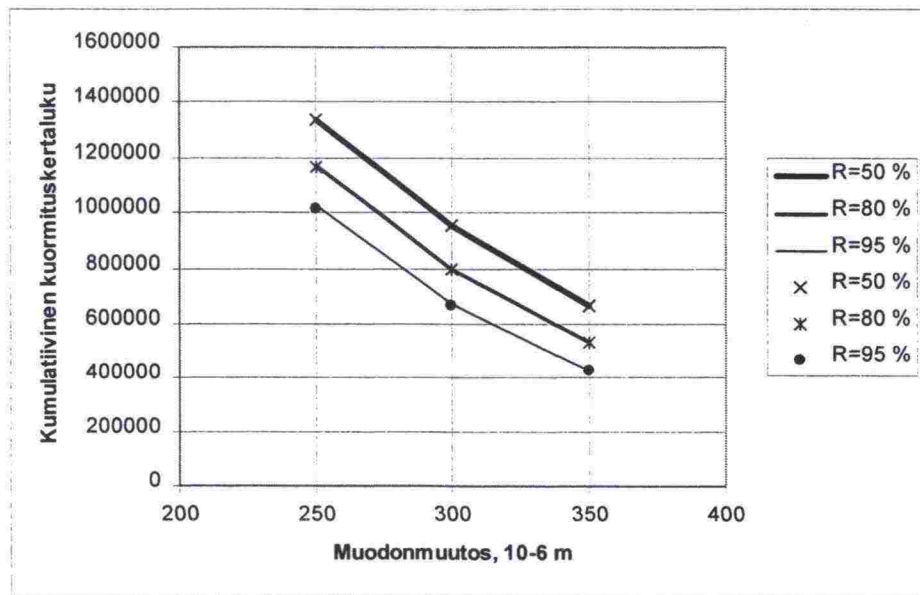
Tässä yhteydessä edellä esitettyä mallia (4) on sovellettu tapaukseen, jossa asfaltin alapinnan muodonmuutos on oletettu normaalijakautuneeksi keskiarvon ollessa $\mu = 300 \mu\text{m/m}$ ja hajonnan $\sigma=80 \mu\text{m/m}$. Kuormituskertaluku

on laskettu sekä funktiosta lähtien vastaavalla tavalla kuin viitteessä /15/ [Luotettavuusanalyysit, TPPT E33. Jämsä, H., Ruotoistenmäki, A., Väliraportti nro E3, 1996] esitettyssä kuormituskestävyystarkastelussa että myös @RISK -ohjelmalla /11/ [@RISK -manuaali, Guide to Using @risk, Risk Analysis and Simulations Add-In for Microsoft Excel, Version 4, Palisade Corporation, USA 2000] olettamalla vuotuiseksi kuormituskertaluvuksi tässäkin $N_{10Y}=100000$. Eri luotettavuustasoilla mallin antamat kuormituskertaluvut on esitetty kuvassa 78. Suuren variaatiokertoimen (0.26; hajonta suuri) käyttö heijastuu nopeana kuormituskertaluvun laskuna.

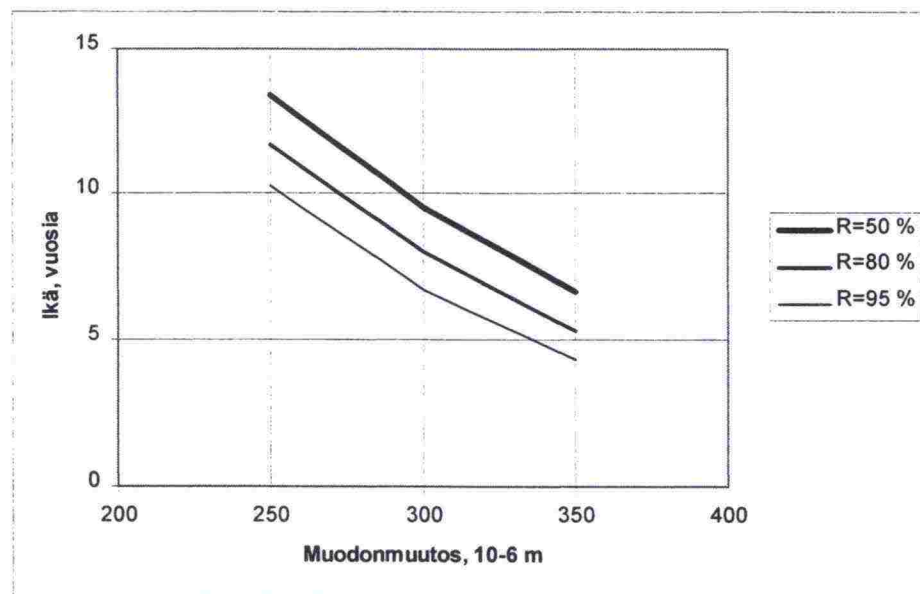
Kuvaan 79 on piirretty mallin luotettavuusrajat muuten samoilla reunaehdoilla, mutta hajonnaksi on otettu aina 10 % laskentapisteen muodonmuutoksen keskiarvosta (variaatiokerroin 0.1). Näillä olettamuksilla vaikutus kuormituskertaluvun suuruuteen on jo huomattavasti pienempi esim. 80 % luotettavuustasoa edellytettäessä. Kestoiäksi muutettuna vaikutus on kuitenkin edelleen melko suuri, 1...2 vuotta (kuva 80).



Kuva 78. Luotettavuustason vaikutus kuormituskertalukuun esimerkkitapauksessa (asfaltin alapinnan venymä normaalijakautunut $\mu = 300 \mu\text{m/m}$, $\sigma = 80 \mu\text{m/m}$, vuotuinen kuormituskertaluku $N_{10Y}=100000$).



Kuva 79. Luotettavuustason vaikutus kuormituskertalukuun esimerkitapauksessa (asfaltin alapinnan venymä normaalijakautunut $\sigma / \mu = 0,1$, vuotuinen kuormituskertaluku $N_{10}Y=100000$).



Kuva 80. Luotettavuustason vaikutus ikään esimerkitapauksessa (asfaltin alapinnan venymä normaalijakautunut $\sigma / \mu = 0,1$, vuotuinen kuormituskertaluku $N_{10}Y=100000$).

9 POHJAMAAN SULAMISEN JA URAUTUMISEN ARVIOINTI

9.1 Urautumisriski tierakenteen mitoituksessa

Tien painumalaskenta ja routamitoitus tuottavat kullekin homogeeniselle osuudelle rakenteen, joka mitoitetaan kuormituskestävyydelle rakenteeseen tarkastelujakson aikana kohdistuvan liikennesäätösuuren perusteella (Menetelmäkuvaus TPPT 17 "Kuormituskestävyyssuoritus. Päälysrakenteen väsyminen"). Kumulatiivinen kuormituskertaluku määrittää kriittisille päälysteen muodonmuutoksille tai taipumaerotukselle (SCI300) suurimman sallitun arvon ja siten päälysrakenteen yläosan rakennekerrospaksuudet.

TPPT -suunnittelujärjestelmään kuuluu, että tierakenteesta tulee kuormituskestävyyssuorituksen jälkeen vielä tarkistaa rakenteiden kestävyys routaan sulamisvaiheessa (kevätkantavuusvaiheessa). Tällöin määritetään liikennekuormituksen aiheuttamat muodonmuutokset pohjamaan pinnassa (pohjamaan urautumisriskin arviointi). Tarkastelu on tarpeen tehdä ainakin voimakkaasti routivalla tai muuten pehmeällä pohjamaalla silloin, kun rakenteen jäykkyys on pieni (esimerkiksi routaeristetyt tai/ja routanousua kestäviksi vahvistetut rakenteet, joissa lujite on vain rakenteen yläosassa). Tarvittaessa päälysrakenne mitoitetaan uudelleen niin, että haitallista urautumista kevätkantavuusvaiheessa ei esiinny.

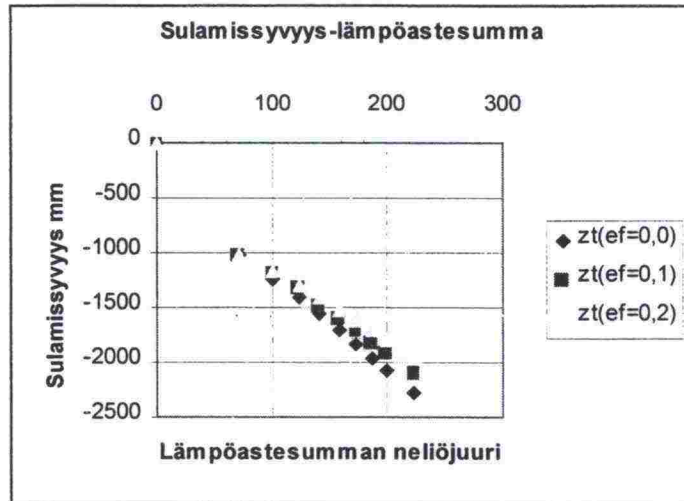
Urautumisriski paksupäälysteisillä teillä, joille TPPT-suunnittelujärjestelmän kuormituskestävyyssuoritusmenettely on ensisijaisesti laadittu, on vähäisempi kuin kevytpäälysteisillä teillä. Raportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa" esitetty menettelytapa urautumisen ja sulamisen arvioimiseksi on likimääräismenettely ja se on kehitetty TPPT-ohjelmassa suoritettujen HVS-kokeiden tulosten perusteella /20/ [Testing a pavement on thawing frost-susceptible subgrade with the heavy vehicle simulator (HVS). Kangas, H., Onninen, H., Saarelainen, S. Finnra Reports 31/2000]. Menettelytapa on kehittelyn alaisena ja sen luotettavuus kaippaa verifiointia käytännön havainnoilla.

Yksityiskohtaisemmin raportissa TPPT 23 esitettyjä asioita on käsitelty raportissa /40/ [Maapohjan kantavuus sulamisvaiheessa. Saarelainen, S. TPPT Työraportti nro RA 13. 2000].

9.2 Sulamiskauden pituuden arviointi ja määrittäminen

Sulamiskauden keston avulla on mahdollista paikallisesti arvioida tierakenteen alentuneen kevätkantavuuden kestoa (kelirikkokautta). Sulamiskauden pituutta tarvitaan arvioitaessa pohjamaan urautumista tai rakenteen kestoikää kuormituskestävyyssuorituksen yhteydessä. Edelleen tietoa voidaan käyttää hyväksi kevätkantavuusmittausten tuloksia arvioitaessa.

Sulamissyvyyttä voidaan arvioida raportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa" ja menetelmäkuvauksessa TPPT 4 "Ilmastorasitus. Pakkasmäärän ja sulamiskauden pituuden määrittäminen" esitetyllä tavalla. Kuvassa 81 on esitetty 1 metrin paksuisen, routivalla silttimaalla olevan päällysrakenteen sulamista, kun routanoususuhde on 0, 0.1 tai 0.2. Pohjamaan routimiskerroin on tällöin vastaavasti noin 0, 3.5 tai 8.5 mm²/Kh.



Kuva 81. Sulamissyvyyden kehittyminen tienpinnan lämpöastesumman neliöjuuren suhteen, kun pohjamaan routanoususuhde on 0, 0.1 ja 0.2. Päällysrakenteen paksuus on tässä esimerkissä 1 metri.

Havaintojen mukaan sulamissyvyyden etenemisen vaihtelu eri vuosina on vähäistä. Poikkeamat keskimääräisestä käyrästä ovat 100-150 mm. Sulamisarvio on mahdollista tarkistaa mittaamalla sulamissyvyyttä esimerkiksi metyleenisiniputkella tehdyillä mittauksilla (Menetelmäkuvaukset TPPT 5 "Roudan syvyyden määrittäminen").

Sulamisen päättymisen arviointi

Sulaminen päättyy, kun sulamisraja tavoittaa menneen talven roudan syvyyden. Menneen talven roudan maksimisyvyyttä paikalla voidaan arvioida lähimmän ilmastoaseman pakkasmäärän avulla. Roudan maksimisyvyyttä routivalla pohjamaalla olevassa tierakenteessa voidaan likimäärin arvioida kaavalla (12).

$$z_f = k \cdot \sqrt{F} \quad (12)$$

missä

- z_f = roudan syvyys, mm
 k = kerroin, 10-12 mm / \sqrt{Kh}
 F = pakkasmäärä, Kh

Likimäärin sulaminen päättyy, kun tienpinnan lämpöastesumman kertymä on sama kuin menneen talven pakkasmäärä. Tien pinnan lämpöastesumma arvioidaan ottamalla huomioon ilman lämpötilakehitys sekä pinnalle tulevasta säteilystä aiheutuva lämpeneminen. Ensin määritetään kohteessa kuukausittain ilman lämpöastesumma. Tähän lisätään lämpövaikutuksesta aiheutuva kuukausittainen lisä. Sen jälkeen lasketaan kuukausittainen tienpinnan lämpöastesumman kertymä sulamiskauden alusta lukien. Menettelytapa on esitetty raportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa".

Taulukossa 34 on esitetty esimerkkinä sulamissyvyyden kehittyminen kuukausittain Kuopion ilmastotiedoilla. Taulukosta voidaan todeta, että jos routan syvyys on keskimääräisen talven jälkeen 1600 mm, niin taulukon sarakkeen "sulamissyvyys" mukaan arvioiden (interpoloiden) routa on kokonaan sulanut juhannuksen alusviikolla (noin 20.6.). Sulamispainuma jatkuu sulamisen päätyttyä 2-3 viikkoa, joten sulan tilan korkeusvaaitus routivalla alusrakenteella voidaan luotettavasti tehdä vasta heinäkuun puolivälissä. Kevätkantavuusmittaus on tehtävissä kesäkuun loppuun saakka.

Taulukko 34. Sulamissyvyyden arviointi. Esimerkki: Kuopio ($F_2 = 25\,000\text{ Kh}$, $T_2 = 51\,000\text{ Kh}$)

Kuukausi	Ilman ja tienpinnan lämpötilaero, °C	Ilman lämpöastesumman kertymä, Kh	Lämpöastesumman lisäys, Kh Σ		Tienpinnan lämpöastesumman kertymä, Kh	Sulamissyvyys mm
Tammi	0	0	0	0	0	0
Helmi	0	0	0	0	0	0
Maalis	3	0	2232	2232	2232	470
Huhti	5	1000	3600	5832	6832	830
Touko	7	7000	5208	11040	18040	1340
Kesä	8	16000	5760	16800	32800	1810
Heinä	8	29000	5952	22572	78560	2800
Elo	4	40000	2976	25548		
Syys	2		1440	26988		
Loka	1					
Marras	0					
Joulu	0					

9.3 Kantavuuden kehittyminen sulamisaikana

Pohjamaan kevätkantavuutta tarvitaan määritettäessä rakenteen ja pohjamaan deformaatioita rakenteen kuormituskestävyysmitoituksen yhteydessä. Tässä tarkastellaan kevätkantavuuskauden moduulin mitoitusarvon arviointia ja kevätkantavuuden määrittämistä kenttämittausten (esim. menetelmäkuvaus TPPT 1 "Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus)") perusteella.

Kevätkantavuuden otaksutaan olevan kantavuuden minimiarvo sulamiskaudella. Se on myös sulaneen kerroksen materiaalimoduulin likiarvo. Pohjamaan pinnan kevätkantavuuskehitystä arvioidaan sulamisen edetessä niin, että alla on jäänyt kerros ($E = \text{noin } 100\text{ MPa}$), alusrakenteen pinnassa su-

lanut kerros, jonka moduuli vastaa maalajin kevätkantavuutta ja päällä rakennekerrokset, joiden moduulit vastaavat materiaalien sulamisvaiheen kantavuusarvoa (noin $0,9 \times E$). Näillä kerrosmoduuleilla voidaan laskea tienpinnan kantavuusmoduuli. Näitä arvoja käyttäen voidaan myös arvioida pohjamaan, rakennekerrosten ja päällysteen kokonaisdeformaatioita.

Pohjamaan kantavuus on yleensä alimmillaan sulamisen päättyessä. Rakenteen kantavuus voidaan tällöin mitata ja takaisinlaskennalla voidaan määrittää pohjamaan kantavuusmoduuli (menetelmäkuvaus TPPT 2 "Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta"). Jos PPL:n mittaustieto puuttuu, niin pohjamaan kantavuuden likiarvona voidaan käyttää kantavuusluokan mukaista arvoa. Jos kantavuus mitataan silloin, kun routunut alusrakenne on osittain sulanut, niin takaisinlaskennalla määritetyn pohjamaan materiaalimoduulin arvon perusteella lasketaan pohjamaan minimikantavuus. Sulaneen kerroksen paksuudeksi oletetaan routineen kerroksen koko paksuus.

Päällysrakenteen sulaessa tien kantavuutta pienentää päällysrakennekerrosten pehmeneminen, joka kuitenkin hyvin rakennetuilla teillä on vähäistä (moduuli 80-90 % kesäajan arvosta). Jäätyneen alustan kantavuus on suuri. Kantavuus alenee voimakkaasti, kun sulaminen etenee pohjamaahan. Kantavuus alenee edelleen, kunnes routa on sulanut kokonaan. Tämän jälkeen sulanut pohjamaa tiivistyy ja lujittuu kesäarvoon 0,5-2 kuukaudessa.

Sulamissyvyyden kehittymistä voidaan laskennallisesti arvioida lämpöas-tesumman kehittymisen suhteen myös itse tierakenteessa, kun tunnetaan rakennepaksuudet ja kerrosten lämpötekniset ominaisuudet. Lämpöas-tesumman kehittymisen ja sulamissyvyyden arviointi on esitetty raportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa".

Kantavuuden hetkellistä arvoa voidaan arvioida, kun tunnetaan päällysrakennekerrosten paksuudet ja niiden sulamisvaiheen moduulit sekä sulaneen pohjamaan paksuus ja moduuli. Pinnan kantavuuteen vaikuttaa myös jäätyneen pohjamaan sekä jäätyneen kerroksen alaisen, sulan pohjamaan kantavuus. Laskemalla saatu kevätkantavuuden arvo on mahdollista tarkistaa mittaamalla pinnan kantavuutta sulamisvaiheessa pudotuspainolaitteella.

9.4 Pohjamaan urautumisen arviointi kevätkantavuuskaudella

Pohjamaan urautumisen arvioinnissa kuormituskestävyyden mitoitus- varten tarvitaan tietoa pohjamaan sulamisen kestosta ja ajoittumisesta sekä kantavuuskehityksestä. Tien sulamisen päättyminen tulee määrittää ottaen huomioon paikalliset tienpinnan lämpötilaolot ja menneen talven pakkas- määrä (roudan syvyys). Samalla tulee määrittää pohjamaan kantavuus su- lamiskaudella.

Sulamisen alku, sulamissyvyyden paikallinen kehitys ja sulamisen päättymisen määritetään tien pinnan lämpöastesumman perusteella ottaen huomioon paikallinen, talven pakkasmäärää vastaava roudan syvyys. Kevätkantavuutena käytetään joko pohjamaan kevätkantavuusluokituksen mukaista kantavuutta (taulukkoarvo: Teiden suunnittelu. Tien rakenteet, kansio 4B, TIEL:n julkaisuja 1984) tai paikallista, mittausten perusteella arvioitua kevätkantavuutta.

Alusrakenteen pystymuodonmuutos lasketaan standardipyöräkuormalla käyttäen päällysrakenteen kerrosten paksuuksia, niiden alennettuja materiaalimoduuleita (90 % kesäarvosta) ja alusrakenteen kevätkantavuutta. Urautuminen tien suunnitteluiällä arvioidaan vuosittaisen urautumisen ja käyttövuosien tulona.

Sulaneen alusrakenteen pystymuodonmuutoksen kasvua ajourien kohdalla kelirikkokautena arvioidaan urautumismallilla (13). Tässä esitetty urautumismalli on empiirinen ja perustuu sulavan alusrakenteen HVS-testaustuloksiin /20/ [Testing a pavement on thawing frost-susceptible subgrade with the heavy vehicle simulator (HVS). Kangas, H., Onninen, H., Saarelainen, S. Finnra Reports 31/2000].

$$u = N \cdot 1,27 \cdot 10^5 \cdot \varepsilon^{4,06} \quad (13)$$

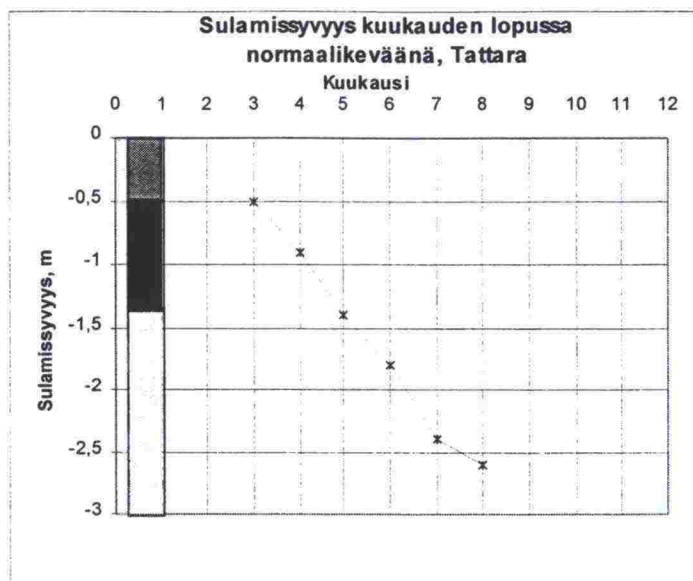
missä

- u = uran syvyyden kasvu kelirikkokautena, mm/a
N = kuormituskertaluku kelirikkokautena, 1/a
 ε = alusrakenteen pinnan pystymuodonmuutos

Rakennekerroksissa tapahtuva pysyvä muodonmuutos arvioidaan vastaavasti määrittämällä rakennekerroksen kokonaismuodonmuutos pehmeimmässä tilassa (esimerkiksi kantavan kerroksen ollessa veden kyllästämä sen sulaessa). Rakennemateriaalien urautumismalleja ei ole toistaiseksi saatavilla.

Laskentaesimerkki

Raportissa TPPT 23 "Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa" on esitetty laskentaesimerkki sulamisen edistymisestä ja kantavuuskehityksestä sekä urautumisesta. Esimerkkikohteena on Tattaran paikallistie, josta on tehty kantavuusmittauksia sulamisaikana useina vuosina v. 1988 lähtien /28/ [Nakkilan (Tattaran Pt 12895) koetien routa- ja kantavuustutkimukset. TPPT Työraportit Nrot E17/1998, RA15/2000, RA17/2000]. Sulamissyvyyden kehittyminen esimerkkikohteessa on esitetty kuvassa 82.

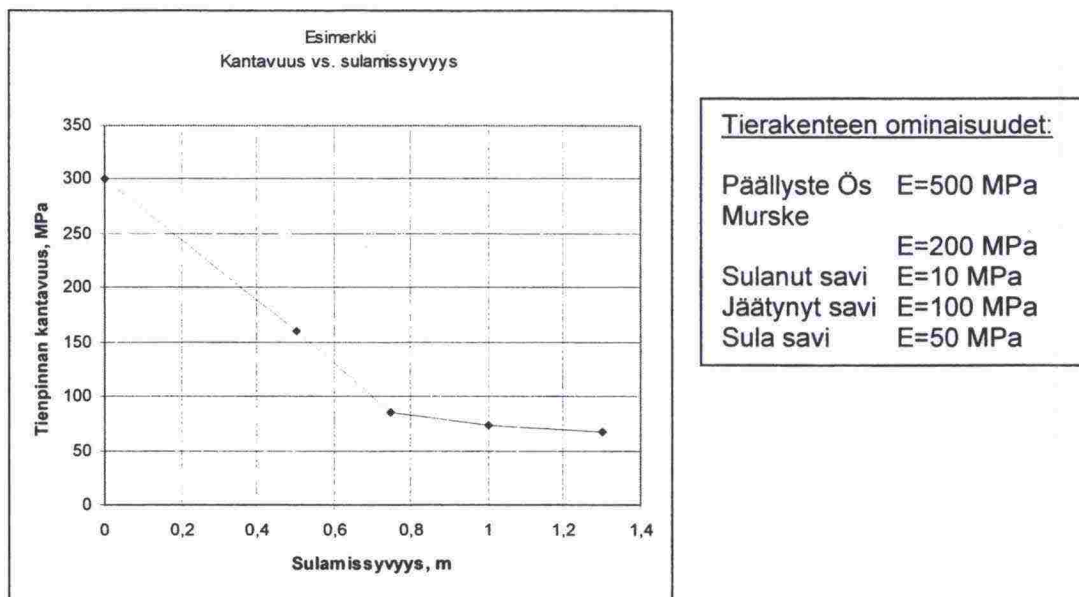


Kuva 82. Sulamissyvyyden kehittyminen normaalikeväänä Tattarassa.

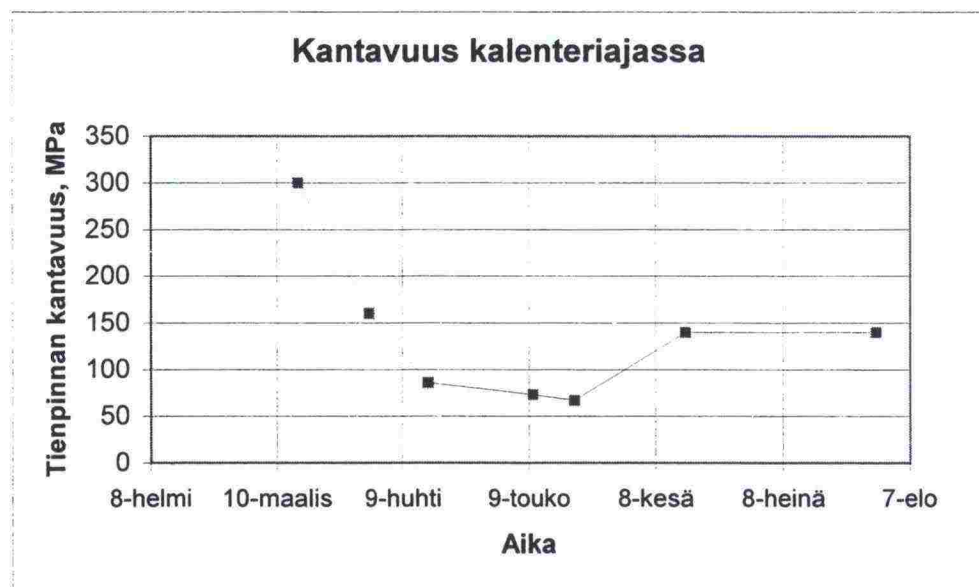
Tien pinnan kantavuus esimerkkikohteessa on laskettu seuraavissa tilanteissa (I-IV):

- I päällysrakenne sulanut, alusrakenne jäässä 0,8 m, alla sula savi (tilanne Tattarassa 1.4.)
- II päällysrakenne ja 0,25 m alusrakennetta sulanut 0,25 m, alusrakenne jäässä 0,55 m, alla sula savi (tilanne Tattarassa 15.4.)
- III päällysrakenne ja 0,5 m alusrakennetta sulanut, alusrakenne jäässä vielä 0,3 m, alla sula savi (tilanne Tattarassa 10.5.)
- IV IV päällysrakenne ja alusrakenne sulanut (0,8 m), alla sula savi (tilanne Tattarassa 20.5)

Pinnan kantavuuskehitys on esitetty kuvassa 83. Päällysrakennemateriaalin kimmomoduulin otaksutaan pysyvän kesätilanteen mukaisena (alenema voi olla 10-20 % sulamisvaiheessa). Kantavuuden kehittyminen kalenteriajassa on esitetty kuvassa 84.



Kuva 83. Kantavuuden aleneminen sulamisen edetessä (päällysrakenne 0,5 m, sulaneen saven kantavuus 10 MPa, alla olevan sulan saven kantavuus 40 MPa).



Kuva 84. Kantavuuden muuttuminen kalenteriajassa.

Urautumisen arvioimiseksi laskettiin ensin rakennekerrosten jäännösmuodon-muutokset ja sitten soveltamalla urautumismallia kerroksen pysyvä muodonmuutos, joka vastaa 10 000 kuormituskertaa. Urautuminen laskettiin soveltaen sulavalle rakenteelle määritettyä urautumismallia (kaava 13). Pysyvä muodonmuutos laskettiin alusrakenteessa sen pinnan muodonmuutoksen perusteella. Pinnan pystysiirtymä on sama kuin urasyvyys. Sulamiskauden urautuminen laskettuna tällä tavalla eri tilanteille (I-IV) kuormituskertaluulla 10 000 aks/a on esitetty taulukossa 35.

Taulukko 35. Arvio urautumisesta Tattaran rakenteella yhden kelirikkokauden aikana.

Jakso	E ₂ (Odemark)	E ₂ (malli)	Pysyvä painuma 10 000 aks	Jakson pituus vk	Urasyv/ jakso
I	160	238	2,8 mm	1	0,05 mm
II	86	107	49 mm	2	1,9 mm
III	73	78	59 mm	3	3,4 mm
IV	67	62	63 mm	2	2,4 mm
yht					7,75 mm

Jos urasyvyys lasketaan jakson IV arvoilla, saadaan tulokseksi noin 10 mm. Tämän mukaan urautumisen ennalta-arviointi voidaan kohtuullisen luotettavasti tehdä heikoimman tilanteen mukaan, joka on voimassa koko kelirikkokauden. Näin saatu tulos on varmalla puolella.

10 ELINKAARIKUSTANNUSTEN LASKENTA

10.1 Elinkaarikustannusanalyysin perusteet

Elinkaarikustannusanalyysi on osa TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaista tierakenteen suunnittelua. Sen avulla voidaan laskea eri päällysrakennevaihtoehtoilta valitun elinkaaren aikaiset tienpitäjän ja tienkäyttäjän kustannukset ja valita vuosikustannuksiltaan taloudellisin ratkaisu. Tien elinkaarella tarkoitetaan tässä yhteydessä tarkasteluajanjaksoa, jonka pituuden suunnittelija valitsee vaihtoehtoisten rakennerratkaisujen ja / tai toimenpiteiden välistä kustannusvertailua varten. Tarkasteluajanjakso valitaan siten, että se päättyy seuraavaan raskaaseen rakenteen parantamistoimenpiteeseen tai tarkastelujakson pituus on vakio, esim. 20, 30 tai 40 vuotta. Kevytpäällysteisillä teillä tarkastelujakson pituus on lyhyempi kuin paksupäällysteisillä teillä, koska päällysrakenteen kestoikä on yleensä PAB-teillä lyhyempi.

Päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi on periaatteiltaan sama uudelle rakenteelle ja rakenteen parantamiselle. Vaikka TPPT-tutkimusohjelma kohdistuikin kestopäällysteisten teiden suunnitteluun ja mitoitukseen, niin menetelmäkuvaus TPPT 20 "Päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi" on esitetty menettely, joka soveltuu sekä paksupäällysteisille että kevytpäällysteisille teille.

Elinkaarikustannusanalyysi suositellaan tehtäväksi pohjarakenteille ja päällysrakenteille erikseen, koska pohjarakenteiden kustannukset ovat huomattavasti päällysrakennetta suuremmat.

Koska elinkaarikustannusten arvioinnin tarkoituksena on rakennevaihtoehtojen välinen vertailu, laskennassa on tarpeen ottaa huomioon ainoastaan ne kustannukset, joilla on eroja eri vaihtoehtojen välillä. Kustannukset diskontataan tarkastelujakson alkuhetkeen ja lasketaan vuosikustannus tarkastelujakson aikana. Tienpitäjän ja tien käyttäjien kustannukset voidaan laskea erikseen tai laskea niiden summa, joka pyritään minimoimaan.

10.2 Tien vaurioitumisprosessi

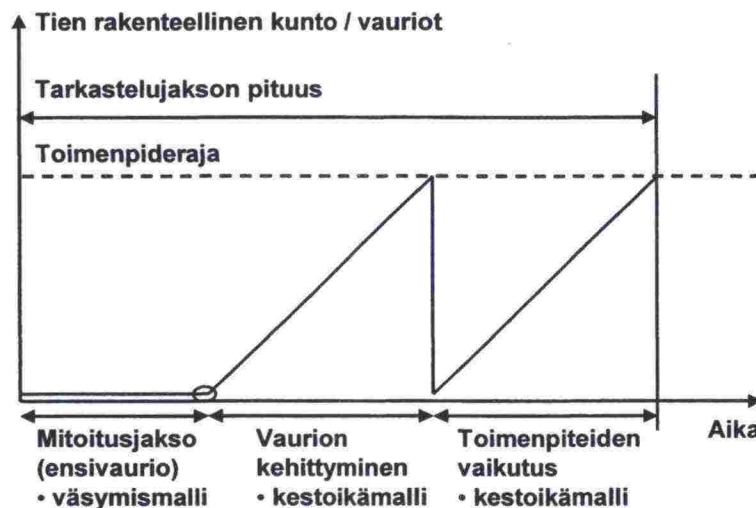
Paksupäällysteiset tiet

Kuvassa 85 on havainnollistettu tien vaurioitumisprosessia paksupäällysteisillä AB-teillä. Tien rakenteellinen mitoitus käsittää ajan ensimmäisestä toimenpiteestä (tien rakentaminen tai rakenteen parantaminen) ensivaurion syntymiseen (Menetelmäkuvaus TPPT 17 "Kuormituskestävyysmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen"). Paksupäällysteisillä teillä rakenteet mitoitetaan mekanistis-empiirisillä menetelmillä liikennekuormituksen perusteella. Kevytpäällysteisillä teillä vaurioitumismekanismi poikkeaa paksupäällysteisistä teistä ja niille on käytettävä omia vaurioitumismalleja ja mitoitusmenetelmiä /5/ [Kevytpäällysteisten teiden rakenteen parantamisen mitoitusmenettely. Belt, J., Lämsä, V.P., Ehrola, E. Tiehallinnon selvityksiä 85/2001] ja

/45/ [Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit. Spoof, H., Petäjä, S., Tiehallinnon selvityksiä 1/2002].

Paksupäällysteisillä teillä ensivaurion jälkeen vaurioituminen etenee tietyllä nopeudella, kunnes saavutetaan toimenpideraja. Toimenpideraja voidaan saavuttaa yhden tai useamman kuntomuuttujan (tasaisuus, vauriot, urasyvyys) perusteella. Toimenpiteen ajoitus ja rankkuus riippuu rakenteen vaurioitumisnopeudesta kestoikästä ja valitusta ylläpitostrategiasta.

Kuvan 85 mukaan paksupäällysteisillä teillä rakenteen vauriokehitystä, ja siten toimenpiderajan saavuttamista, arvioidaan kestoikämallilla. Tulevien toimenpiteiden jälkeistä vauriokehitystä arvioidaan vaurioiden kasvunopeusmalleilla.



Kuva 85. Tierakenteen kuormituskestävyysmitoitus ja tien kunnon hallinnan periaate paksupäällysteisillä teillä.

Kevytpäällysteiset tiet

Alemman tieverkon tiet ovat tyypillisesti kapeita, niiden päällyste ja rakennekerrokset ovat ohuita ja luiskat jyrkkiä. Tällaiten kohteiden kuormituskestävyydessä korostuu sitomattomien rakennekerrosten merkitys kulutuskerroksen väsymisen sijasta. Kevytpäällysteisillä teillä raskas liikenne aiheuttaa sitomattomaan kantavaan kerrokseen suuria rasituksia, jotka puolestaan aiheuttavat pysyviä muodonmuutoksia. Päällysrakenteen ollessa ohut myös alusrakenne deformoituu herkästi. Kevytpäällysteisten teiden vaurioitumisen kannalta kriittisimpiä, ja siten mitoituksen kannalta tärkeitä tekijöitä ovat roudan aiheuttamat halkeamat sekä tien pituus- ja poikkisuuntainen epätasaisuus. Kevytpäällysteisten teiden vaurioitumista on käsitelty mm. raportissa /45/ [Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit. Spoof, H., Petäjä, S., Tiehallinnon selvityksiä 1/2002].

10.3 Kunnan ennustemallit

10.3.1 Paksut AB-rakenteet

Elinkaarikustannusten arvioimiseksi tarvitaan tieto paitsi tulevien toimenpiteiden kustannuksista, myös niiden ajoituksesta, ts. alkuperäisten rakenteiden ja rakenteiden parantamistoimenpiteiden kestoästä. Se arvioidaan kestoikämalleilla (monenko vuoden kuluttua rakenne saavuttaa etukäteen sovitun toimenpiderajan).

Menetelmäkuvauksessa TPPT 17 "Kuormituskestävyysmitoitus. Päälysrakenteen väsyminen" on esitetty kestopäälysteisille teille liikenneperäisen vaurioitumisen alkamista (mitoitusjakso) ennustavat mallit. Malleissa selittävänä rakenteellisena tekijänä on asfaltin alapinnan muodonmuutos. Lisäksi selittävänä tekijänä malleissa on vuotuinen kuormituskertaluku. Vaurioitumisen kehittymistä arvioidaan keskimääräisen vaurioitumisnopeuden perusteella tai vaurioinventoinnin ja tien iän perusteella.

Päälysteen urautuminen

Raportissa /4/ [Asfalttipäälysteiden urautumisen mallintaminen", Tielaitoksen selvityksiä 13/1998], on esitetty laskentamenetelmä kokonaisurautumisnopeudelle. Menetelmä perustuu ASTO-koeteiden tulosten 1990-1997 analysointiin. Urautuminen voidaan jakaa kahteen osaan:

- henkilöautojen nastarenkaiden aiheuttamaan päälysteen kulumiseen ja
- raskaiden ajoneuvojen aiheuttamaan päälysteen deformatumiseen ke-sällä.

Kulumista laskettaessa lähtötietoina tarvitaan :

- henkilöautojen ja raskaiden ajoneuvojen lukumäärä,
- tien leveys, nopeusrajoitus,
- ilmastoalue,
- päälysteen massatyyppi,
- kiviaineksen kuulamyllyarvo ja
- päälystemassan sideainetyyppi.

Deformaatiota laskettaessa lähtötietoina tarvitaan :

- raskaiden ajoneuvojen lukumäärä,
- päälysteen massatyyppi ja
- päälystemassan sideainetyyppi.

PMS:n toimenpiderajat urasyvyydelle on esitetty menetelmäkuvauksessa TPPT 20 "Päälysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi". Toimenpideraja riippuu liikennemäärästä ja nopeusrajoituksesta.

Vaurioituminen

Mitoituksessa kriteerinä päällysteen vaurioitumiselle on ensivaurio ajourassa. Menetelmäkuvauksessa TPPT 17 "Kuormituskestävyysmitoitus. Päällysrakenteen väsyminen" on esitetty, miten ensivaurion ajankohta lasketaan. Mallissa muuttujina ovat asfaltin alapinnan muodonmuutos ja vuosittainen kuormituskertaluku.

Ensivauriomalli ennustaa ainoastaan ajouraan tulevan liikennekuormituksesta aiheutuvan vaurion. Mallilla ei voi ennustaa ajouran ulkopuolisia ilmastorasituksesta aiheutuvia mm. pituussuuntaisia halkeamia eikä ns. pakkaskatkoja.

Tielaitoksen nykyinen päällysteiden vaurioinventointi PVI summaa yhteen kaikki päällystevauriot 100 metrin jaksoissa. Vaurioitumiselle käytetty yksikkö on $\text{m}^2/100 \text{ m}$. Vauriosummaa laskettaessa erilaisilla vaurioilla on erisuuriset painokertoimet.

Vaurioitumisnopeudet toimenpiteiden jälkeen

Ylläpitotoimenpiteen vaikutusta vaurioitumisnopeuteen tutkittiin tielaitoksen kuntotietorekisteristä valitusta otoksesta. Vaurioitumista selittävinä muuttujina käytettiin mm. tekijöitä SCI300, päällysteen leveys ja kuormituskertaluku. Tulokseksi saatiin, että mikään tutkittava rakenteellinen tekijä eikä kuormitustekijä selittänyt vaurioitumisnopeutta ylläpitotoimenpiteen jälkeen. Kohteissa, joissa oli tehty ohut pintaous, vaurioitumisnopeus oli noin 25 % suurempi kuin kohteissa, joissa toimenpiteenä oli uudelleenpäällystys. Paksu-päällysteisille AB-teille käytettävät vaurioitumisnopeudet on esitetty taulukossa 36.

Taulukko 36. Vaurioitumisnopeus liikennemääräluokittain ylläpitotoimenpiteen jälkeen.

Toimenpide	KVL yli 6000	KVL 3000 - 6000	KVL 1500 - 3000
Ohut pintaous	1,9 m^2/a	2,2 m^2/a	2,5 m^2/a
Uudelleen-päällystys	1,5 m^2/a	1,8 m^2/a	2,0 m^2/a

Mitoitusjakson aikana syntyvät ilmastoperäiset vauriot

Mitoitusjakson aikana syntyviä ilmastoperäisiä (routimisen aiheuttamia) vaurioita on käsitelty tämän raportin luvussa 7.

Tasaisuuden muuttuminen

Tiepiirit mittaavat tien tasaisuuden ja urat päätieverkolta joka vuosi ja muilta teitä joka toinen vuosi PTM-autolla. Huono tasaisuus ei yleensä yksin johda toimenpiteeseen vaan tasaisuus huomioidaan yhtä aikaa urien ja vaurioiden kanssa. Tasaisuuden yksikkönä on IRI, International Roughness Index (mm/m).

PMS:n rappeutumismalleja on viimeksi tarkistettu vuonna 1999 projektissa "Kurren ja PMS:n mallien tarkistus". Projektin tuloksena suositeltiin otettavaksi käyttöön kestopäällysteisille teille uusi tasaisuusmalli (14):

$$dIRI = 0,016 + 0,0524 \cdot IRI(t), \quad (14)$$

missä

$dIRI$ = tasaisuuden muutos vuodessa

$IRI(t)$ = IRI vuonna t

Menetelmäkuvausten TPPT 20 "Päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi" yhdessä esimerkissä on tarkasteltu kulutuskerroksen päällystetyypin ja kiviaineksen lujuuden vaikutusta päällysteen kulumiseen ja sitä kautta vuosikustannuksiin. Ensimmäisessä vaihtoehdossa on AB20 kulutuskerros, jossa käytetään lujuudeltaan II luokan kiviainesta ja toisessa rakenteessa on SMA-kulutuskerros, jossa käytetään lujuudeltaan I luokan kiviainesta, joka kuljetetaan 100 km kauempaa kuin AB-rakenteen kiviaines. Lähtötiedot ovat:

Rakennetyyppi : AB-rakenne

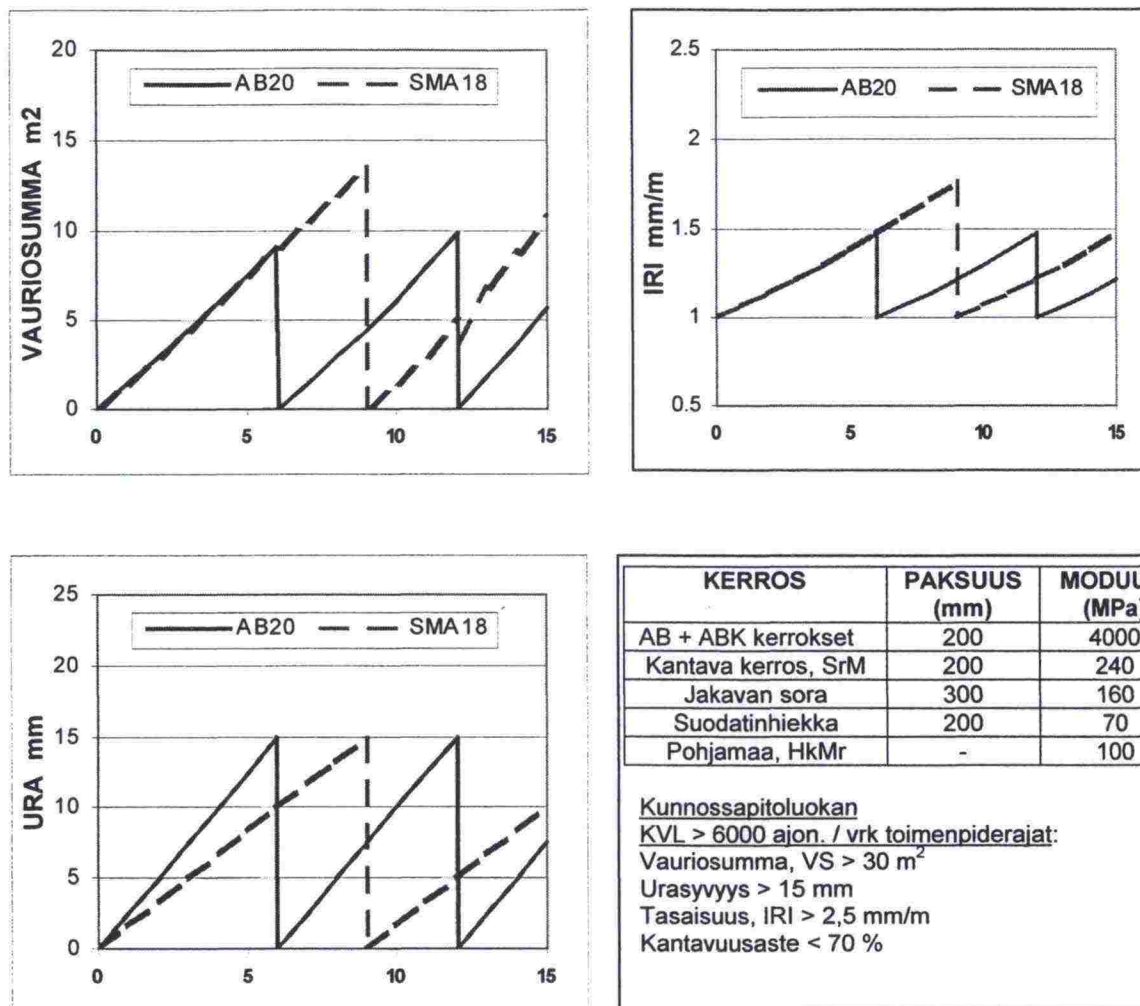
Kohteen pituus: 1000 m

KVL = 10 000 ajon. / vrk, raskas-% = 15 %, $KKL_v = 384\,000$

Tien leveys = 12 m, Nopeusrajoitus 100 km/h

Ilmastoalue = Etelä-Suomi

Kuvassa 86 on esimerkkinä esitetty tarkastelujen perusteella urautumisen, tasaisuuden ja vaurioitumisen muuttuminen 15 vuoden aikana



Kuva 86. Urautumisen, tasaisuuden ja vaurioitumisen muuttuminen 15 vuoden aikana.

10.3.2 Ohuet PAB-rakenteet

Päällysteen urautuminen / epätasaisuus

Poikkisuuntaista epätasaisuutta (päällysteen urautuminen) on yleisesti kuvattu PTM-autolla mitatulla ulkouran syvyydellä. Kevytpäällysteisille teille on tyypillistä, että päällystetty piennar on kapea tai sitä ei ole lainkaan, minkä vuoksi liikennekuormitus välittyy rakenteeseen lähellä tien reunaa ja aiheuttaa tien reunaosassa painumista. Tällöin urautuminen ei ilmene kokonaisuudessaan ulkouran syvyydessä. PTM-autolla mitatut ulkouran syvyydet ovat osoittautuneet pieniksi tai negatiivisiksi. Ajourien välinen harjanteen korkeus on osoittautunut kapeilla teillä paremmaksi poikittaisen epätasaisuuden tunnusluvuksi kuin ulkouran syvyys. Erityisesti kapeilla teillä levenemis- ja urautumismekanismit eivät havaittavasti hidastu iän myötä vaan harjanteen kasvu jatkuu vuosittain lineaarisesti $1/6$ [Kevytpäällysteteiden vau-

riomallien ja mitoitusmenetelmien kehittämisen perusteet. Belt, Jouko et al., Tielaitoksen selvityksiä 18/2000].

Harjanteen korkeuden vuosittaisen kasvun mallit ovat /45/ [Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit. Spoof, H., Petäjä, S., Tiehallinnon selvityksiä 1/2002]:

PAB-rakenteet, Etelä-Suomi ($F_{10} < 40000 \text{ Kh}$)

$$\text{Har_Nop} = 1,82 - 0,31 \cdot \text{PLEv} + 0,0033 \cdot \text{SCI450} + 0,00053 \cdot \text{KVL} \quad (15)$$

PAB-rakenteet, Pohjois-Suomi ($F_{10} > 40000 \text{ Kh}$)

$$\text{Har_Nop} = 0,56 - 0,17 \cdot \text{PLEv} + 0,0045 \cdot \text{SCI450} \quad (16)$$

Ohuet AB-päällysteet, Etelä-Suomi

$$\text{Har_Nop} = 3,03 - 0,46 \cdot \text{PLEv} + 0,0019 \cdot \text{SCI450} + 0,00041 \cdot \text{KVL} \quad (17)$$

missä,

Har_Nop = harjanteen kasvunopeus, mm/vuosi

PLEv = päällysteen leveys

SCI450 = taipumaerotus d0 - d450

KVL = keskimääräinen vuorokausiliikenne

Vaurioituminen

Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit - projektissa vauriosumman mallinnuksessa on käytetty samoja muuttujia kuin harjanteen kasvun mallinnuksessa. Käytettävissä olevalla aineistolla ei saatu kehitettyä malleja, joissa olisi selittäjänä jokin tien rakenteellista ominaisuutta tai rasisutustekijää kuvaava muuttuja. Sen sijaan vauriosummalle saatiin kehitettyä tienpidon ohjausjärjestelmiin ennustemalli, kun tien nykykunto tunnetaan.

Tämän raportin luvussa 7 on esitetty miten vauriosumman vuotuista kasvua voidaan arvioida, kun tunnetaan mitoittava routanousu.

Tasaisuuden muuttuminen

Tasaisuuden muuttumiselle ei ole onnistuttu kehittämään sellaisia kunnon muuttumisen ennustemalleja, joissa olisi selittäjänä jokin tien rakenteellista ominaisuutta tai rasisutustekijää kuvaava muuttuja. Tiehallinnon projektin "Kurran ja PMS:n mallien tarkistus" tuloksena saatiin kevytpäällysteisille teille tasaisuuden muuttumista ennustava uusi malli (18):

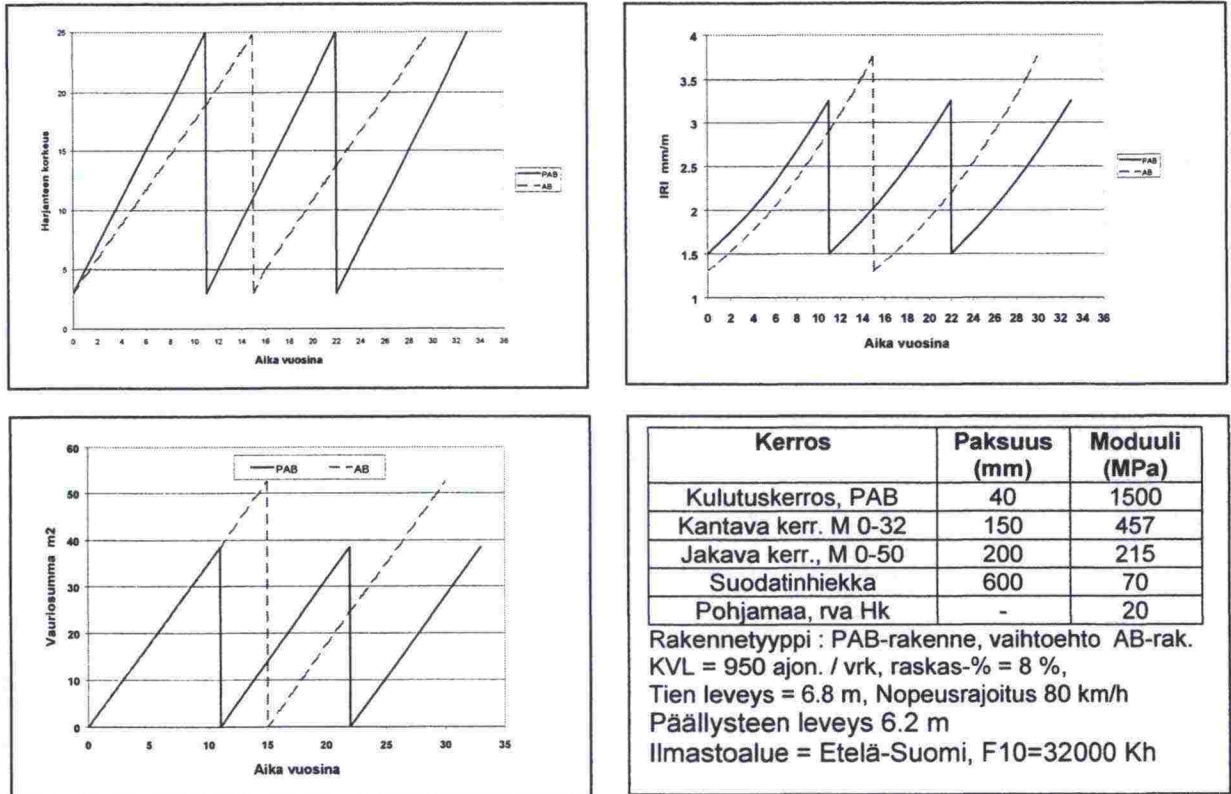
$$\text{dIRI} = 0,036 + 0,0560 \cdot \text{IRI}(t) \quad (18)$$

missä

dIRI = tasaisuuden muutos vuodessa

IRI(t) = IRI vuonna t

Kuvassa 87 on esitetty esimerkkinä menetelmäkuvauksen TPPT 20 "Päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi" esimerkin (paikallistie, KVL 950) harjanteen korkeuden, pituussuuntaisen tasaisuuden ja vauriosumman kehittyminen rakenteiden elinkaaren aikana. Kohteelle on valittu PAB-rakenne, jossa bitumilla sidotun kerroksen paksuus on 40 mm. Laskentaesimerkissä PAB-rakennetta on verrattu AB-rakenteeseen.



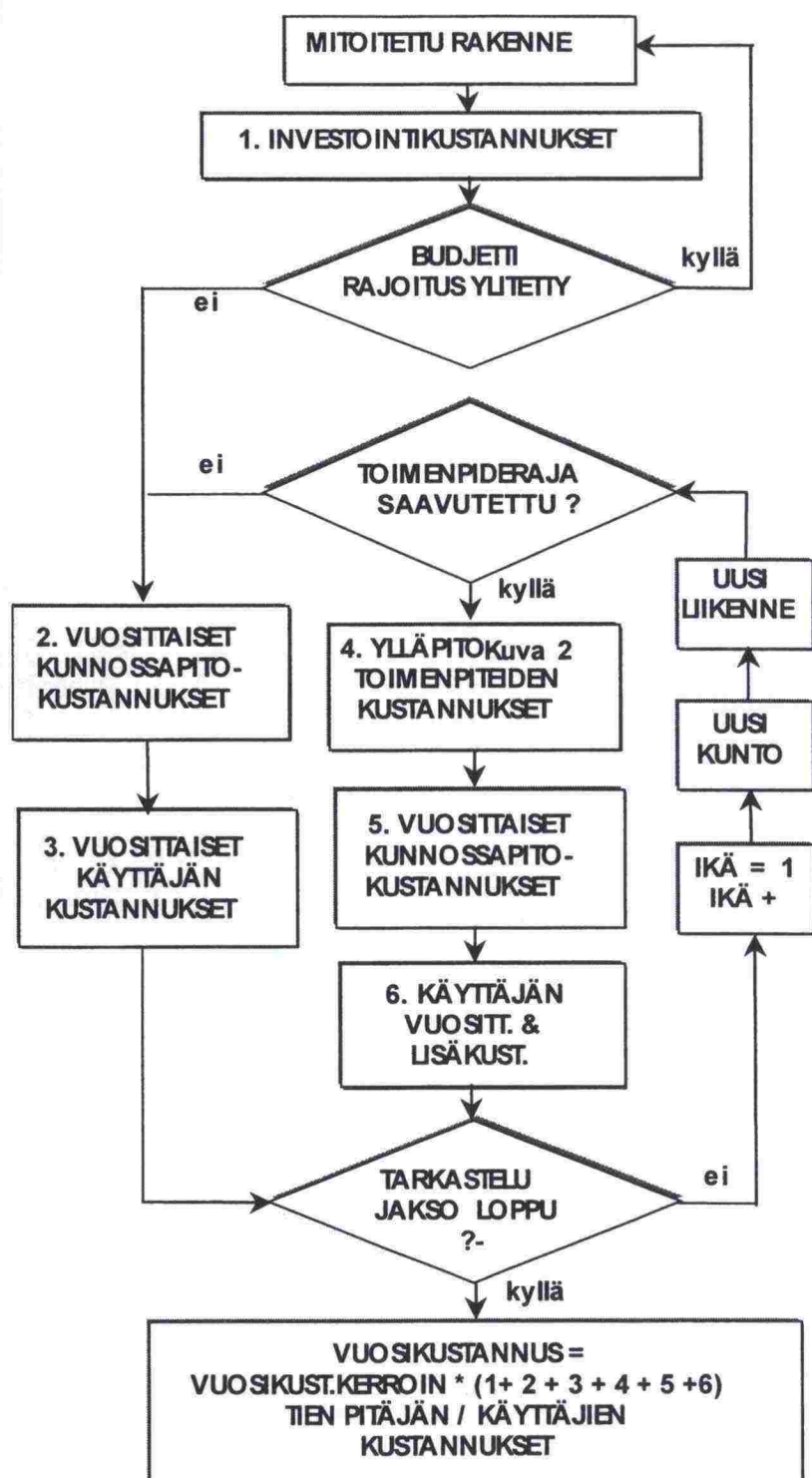
Kuva 87. Harjanteen korkeuden, pituussuuntaisen tasaisuuden ja vauriosumman kehittyminen rakenteiden elinkaaren aikana.

10.4 Elinkaarikustannusanalyysi

10.4.1 Elinkaaritarkastelun periaate

Elinkaaritarkastelun periaate on esitetty kaaviona kuvassa 88. Rakennevaihtoehtojen ja toimenpidestrategioiden vertailussa huomioidaan seuraavat tienpitäjän ja käyttäjän kustannukset, joilla on eroa eri rakennevaihtoehtojen välillä:

- rakentamisen tai rakenteen parantamisen kustannukset eli investointikustannukset sisältäen suunnittelukustannukset,
- tulevien toimenpiteiden tienpitäjälle aiheuttamat kustannukset,
- tulevien toimenpiteiden tien käyttäjille aiheuttamat kustannukset,
- vuosittaiset kunnossapitokustannukset ja
- vuosittaiset käyttäjien kustannukset.



Kuva 88. Elinkaarikustannusten laskentakaavion periaate

Kuvan 88 mukaisen elinkaarikustannusten laskentajärjestelmän lähtötiedot saadaan valitun ylläpitostrategian sekä mitoituksen tuloksena. Mitoituksen tuottaman rakenneratkaisun investointikustannukset huomioidaan laskenta-kaavion kohdassa 1. Seuraavaksi tarkistetaan, että budjettirajoitusta ei ole

ylitetty ja siirrytään kaaviossa alaspäin. Mikäli budjettikehys on ylittynyt, tulee mitoitusta muuttaa sallittujen rajojen sisälle.

Tämän jälkeen kaavion keskellä olevaa silmukkaa lähdetään kiertämään vastapäivään tarkistamalla, ettei ylläpitostrategian määrittämät toimenpiderajoja ole ylitetty ja kumuloimalla kohtien 2 ja 3 vuosittaisia kunnossapito- ja käyttäjän kustannuksia. Tämän jälkeen, mikäli tarkastelujakso ei ole loppu, ikään lisätään yksi vuosi, tarkistetaan liikenteen kasvu ja ennustetaan kuntomuuttujille uudet arvot. Tätä silmukkaa kierretään kunnes joku strategian asettamista toimenpiderajoista ylittyy, jolloin oikaistaan silmukan keskeltä ja kumuloidaan toimenpiteen aiheuttamat kustannukset kohdassa 4 ja käyttäjän vuosittaiset sekä työmaan aiheuttamat lisäkustannukset kohdassa 5. Kun silmukkaa on kierretty niin kauan, että tarkastelujakso on loppu määritetään kohteen jäännösarvo kohdassa 6, jonka jälkeen hankkeen elinkaarelle voidaan laskea vuosikustannus.

Elinkaarikustannusten laskentaan kuuluvat seuraavat tarkasteluvaiheet:

1. RAKENTEIDEN VALINTA JA MITOITUS

Lähtötietojen perusteella lasketaan paksuilla päällysteillä päällysteen alapinnan vetomuodonmuutos ja ohuilla päällysteillä taipumaero SCI450.

2. YLLÄPITOSTRATEGIAN VALINTA

Asetetaan eri kuntomuuttujille toimenpiderajat.

Valitaan toimenpideketjut eri kuntomuuttujien mukaan.

3. URAUTUMISEN KEHITTYMINEN

AB-päällysteillä kulumisuran kehittyminen lasketaan (esim P-CAD-ohjelmalla).

PAB-päällysteillä harjanteen kasvunopeus lasketaan rappeutumismallilla.

4. TASAISUUDEN MUUTTUMINEN

Pituussuuntaisen tasaisuuden muuttuminen lasketaan PMSPPro:n kaavoilla.

Kesto- ja kevytpäällysteille käytetään omaa kaavaa.

5. VAURIOSUMMAN KEHITTYMINEN

AB-rakenteilla lasketaan ensivaurion syntymishetki omalla mallilla.

Ilmastoperäisten vaurioiden määrä lasketaan routanousun perusteella.

Ylläpitotoimenpiteiden jälkeinen kasvunopeus lasketaan kuntorekisteristä saaduilla malleilla.

6. YLLÄPITOTOIMENPITEIDEN AJANKOHDAT

Urautumisen, tasaisuuden ja vauriosumman kehittymisen perusteella lasketaan, milloin joku kuntomuuttuja saavuttaa toimenpiderajan ja määrää ylläpitotoimenpiteen tehtäväksi.

7. YLLÄPITOTOIMENPITEIDEN AIHEUTTAMAT LISÄAJOKUSTANNUKSET

Lisäajokustannukset lasketaan edellä esitettyjen taulukoiden perusteella.

8. VUOSIKUSTANNUS

Lasketaan vuosikustannus nykyarvoon diskontattujen kustannusten avulla.

Laskennassa tarvitaan kustannustiedot kaikille toimenpiteille.

Määritetään laskennassa käytettävä reaalikorko.

10.4.2 Laskennan lähtökohdat

Tarkastelujakson pituus

Tarkasteluajanjakson pituuden valintaan vaikuttaa useita tekijöitä, esim. vertailtavat rakennevaihtoehdot ja / tai ylläpitostrategiat. Tarkastelujakso valitaan niin pitkäksi, että eri rakennevaihtoehtojen jäännösarvojen erolla ei tule olemaan merkitystä laskennan kannalta. Tämä mahdollistaa eri pituisen kestoian omaavien rakenteiden vertailemisen vuosikustannusperiaatteella.

Mitä pitemmäksi tarkasteluajanjakso valitaan, sitä epävarmemmaksi tulevien toimenpiteiden kustannusten arviointi muuttuu. Myös mitä kauempana tulevaisuudessa arvioitu toimenpide on, sitä pienempi sen vaikutus kokonaiskustannuksiin on, koska kustannukset muutetaan nykyarvoon diskonttaustekijän avulla. Vaikutus on sitä pienempi, mitä korkeampi valittu korkokanta on.

Rakenteen jäännösarvo

Rakenteen jäännösarvolla ymmärretään yleisesti sen kunnosta riippuvaa rakenteen nykyarvoa. Sitä voidaan myös käsitellä kustannuksena, joka tarvitaan rakenteen palauttamiseksi alkuperäiseen kuntoon. Tarkastelujakson pituus voi olla erilainen eri vaihtoehdoilla, jos niillä on erilainen kestoikä tai ylläpitostrategia. Tällöin eri vaihtoehtojen välillä ei oleteta olevan eroa tien kunnossa tarkastelujakson lopussa. Elinkaarikustannusten laskennassa tarkastelujakso valitaan niin pitkäksi, että eri rakennevaihtoehtojen jäännösarvojen erolla ei tule olemaan merkitystä laskennan kannalta. Toisaalta voidaan olettaa tarkastelujakson ollessa pitkä, että tie vaatii uuden rakenteenparantamistoimenpiteen, jolloin rakenteen jäännösarvo on lähellä nollaa.

Ylläpitostrategia ja toimenpideraja

Yleensä ylläpitostrategia on määritelty tieluokittain valmiiksi: kuntomuuttujilla on tietyt tieluokasta riippuvat toimenpiderajat. Taulukossa 37 on esitetty tienpidon ohjauksessa ja ohjelmoinnissa käytettävät kuntorajat eri kuntomuuttujille liikennemääräluokittain. Laskentamenetelmä mahdollistaa myös muiden toimenpiderajojen käytön ja erilaisten ylläpitostrategioiden välisen vertailun. Rakenteen kuntoa kuvaavat muuttujat ja niiden aiheuttamat toimenpiteet ovat elinkaarikustannuksia määrittäviä tekijöitä. Lisäksi tien pinta-kuntomuuttujat voivat olla toimenpiteen laukaisevana tekijänä.

Taulukko 37. Pintakuntomuuttujien valintaehtoien raja-arvot /32/.

	KVL (ajon./vrk)			
	>6000	6000-1500	1500-350	<350
Urasyvyys, mm	15	16	17	18
< 80 km/h	16	17	18	19
Tasaisuus, IRI mm/m	2,5	2,5	3,5	3,5
< 80 km/h	2,5	3,5	4,1	4,1
Vauriosumma AB	30	50	70	140
m ² PAB	40	60	80	140

Vauriosumman puutteena on, että se ei erottele liikenneperäisiä ja ilmasto-peräisiä vaurioita. Neljäs kuntomuuttuja on kantavuusaste, jonka toimenpideraja on 70 %. Kantavuusasteen on todettu selittävän huonosti tien rakenteellista kuntoa ja vaurioitumista.

10.4.3 Kustannukset

Tienpitäjän kustannukset

Tienpitäjän kustannusten laskemiseksi tarvitaan tieto rakentamiskustannuksista ja tulevien toimenpiteiden kustannuksista ja kestoistä. Tienpidon ohjauksessa ja ohjelmoinnissa käytetään neljää kuntomuuttujaa, jotka ovat vauriot,

- urasyvyys,
- tasaisuus ja
- kantavuussuhde.

Myös tienpidon hankinnassa käytettävän suunnittelujärjestelmän ja siinä tehtävän elinkaarilaskennan tulee perustua samoihin kuntomuuttujiin. Tien ylläpitotarvetta arvioidaan kuntomuuttujien arvojen ja ennustetun kehittymisen perusteella. Pintakuntomuuttujia ovat pituus- ja poikkisuuntainen epätasaisuus sekä osa vaurioista. Tien pituussuuntaista epätasaisuutta kuvataan tien pituusprofiilista laskettavalla tunnusluvulla (IRI, International Roughness Index, yksikkö mm/m). Tien poikkisuuntaista epätasaisuutta kuvataan yleensä urasyvyydellä (mm). Tien pinnalla havaittavat vauriot ovat seurausta liikenteen ja ilmaston sekä painumien kuormittavasta vaikutuksesta. Pituus- ja poikkisuuntaista epätasaisuutta mitataan palvelutasomittaus (PTM) -autolla. Vaurioinventointi tehdään yleensä näköhavaintoon perustuen ja kirjataan joko paperille tai automatisoidusti tietokoneelle. Tien rakenteellista kuntoa seurataan pudotuspainolaitteella, jolla mitattu tien pinnan taipuma on rakenteen vaurioitumista selittävä tekijä tietyllä liikennekuormituksella.

Kuntomuuttujien kehittymistä ennustetaan kenttähavaintoihin perustuvilla malleilla. Mallit perustuvat aineistoon, jossa on käytetty perinteisiä rakenne-materiaaleja. Tien ylläpitotarvetta käytettäessä uusia materiaaleja ja rakennetekniikoita on arvioitava ensi vaiheessa samoilla malleilla kuin referenssirakenteita. TPPT-koerakenteiden tai muiden havaintotietojen pitkäaikaisseurannalla saadaan tietoa uusien materiaalien ja rakenteiden käyttäytymisestä ja ylläpitotarpeesta todellisissa kenttäolosuhteissa.

Elinkaarikustannusten laskennassa on arvioitava toimenpiteiden vaikutusta kuhunkin kuntomuuttujaan erikseen. Rakenteen kuntoa kuvaavat muuttujat ja niiden mitoittaminen sekä kestoikäarvio ovat elinkaarikustannuksia määrittäviä tekijöitä. Lisäksi tien pintakuntomuuttujat voivat olla toimenpiteen laukaevana tekijänä. Kriittinen kuntomuuttuja voidaan usein arvioida etukäteen liikennemäärän perusteella. Vähäliikenteisillä ja kapeilla teillä on yleensä routanoususta aiheutuvaa epätasaisuutta ja kuormituskestävyyspuutteita, jotka aiheuttavat urautumista ja vaurioitumista. PAB-teillä urautumista mita-

taan harjanteen korkeutena ja poikittaisena epätasaisuutena. Vilkasliikenteillä teillä yleinen vauriotyyppi on päällysteen kulumisesta ja deformaatiosta aiheutuva urautuminen.

Investointikustannukset (1)

Investointikustannukset sisältävät rakentamiskustannukset tai rakenteen parantamiskustannusten lisäksi suunnittelukustannukset. Päällysrakenteen investointikustannuksiin lasketaan mukaan yleensä suodatinkerros, jakava kerros, kantava kerros ja kulutuskerros. Investointikustannuksiin ei sisälly alusrakenteesta aiheutuvia kustannuksia eikä rakenteita ja laitteita. Mukaan laskentaan otetaan kaikki kustannukset, joilla on eroa päällysrakennevaihtoehtojen välillä.

Rakentamiskustannukset lasketaan hankekohtaisesti eikä tässä yhteydessä ole laadittu erillistä kustannustiedostoa rakentamiskustannuksista. Ajantasaista kustannustietoa on saatavissa esim. urakkatarjouksista. Alueellinen kilpailutilanne pitää huomioida kustannuksia laskettaessa.

Rakentamisen tai rakenteen parantamisen kustannukset (investointikustannukset) lasketaan kuten nykyisinkin. Tulevien toimenpiteiden kustannukset huomioidaan kustannuslaskennassa toimenpideluokkina, joilla on tyypillinen hinta. Tienpidon ohjelmoinnissa käytetään päällystysohjelmien laatimisen apuvälineenä PMSPro - ohjelmaa (aiemmin PMS91). TPPT- suunnittelujärjestelmän elinkaarikustannusten laskennassa käytetään samoja toimenpideluokkia.

Vuosittaiset kunnossapitokustannukset (2) (5)

Vuosittaiset kunnossapitokustannukset sisältävät mm. rutiinikunnossapidon ja talvihoidon kustannukset. Ne tulee huomioida tarkastelussa, mikäli ne ovat eri vaihtoehtojen välillä erilaiset. Nykyisellä kunnossapidon korkealla tasolla niillä ei kuitenkaan ole merkittävää eroa eri rakenneratkaisujen välillä ja tässä yhteydessä ne voidaan jättää huomiotta. Epätasaisesta routanoususta ja painumasta aiheutuva kunnossapitotarve on huomioitava routa- ja painumamitoituksen yhteydessä valitun riskitason suhteen.

Tien käyttäjien kustannukset (3)

Kestopäällysteisillä pääteillä käyttäjien kustannukset eivät hanketasolla muutu merkittävästi tien kunnon muuttuessa. Alemmalla tieverkolla tien kunnon heiketessä epätasaisuuden lisääntyminen kasvattaa tien käyttäjien aika- ja ajoneuvokustannuksia. Suurilla liikennemäärillä ylläpitotyömaan aiheuttamat lisäkustannukset voivat olla hyvinkin merkittävät. Työmaan aiheuttama liikenteen ruuhkautuminen lisää tien käyttäjien aikakustannuksia. Lisäksi kiertotiet tai liikenteen siirtyminen mahdollisille vaihtoehtoisisille reiteille lisää aika- ja ajoneuvokustannuksia.

Tien käyttäjien kustannuksia ovat mm.

- matka-aikakustannukset ja
- ajoneuvokustannukset.

Lisäksi onnettomuuksista aiheutuu kustannuksia sekä suoraan tien käyttäjille että yhteiskunnalle. Tien käyttäjien kustannuksia voidaan tarkastella

- tien käyttäjien vuosittaisina kustannuksina, jolloin ne riippuvat tien kunnosta, sekä
- toimenpiteistä käyttäjälle aiheutuvina lisäkustannuksina (kiertotie, lisääntynyt matka-aika, jne.).

Matka-aikakustannukset riippuvat reitin pituudesta ja tien geometriasta, mutta eivät yleensä päätieverkolla Suomen olosuhteissa (korkea kunnossapidon taso) merkittävästi tien kunnosta. Päätieverkolla ne eivät yleensä ole vuositasolla erilaisia eri rakennevaihtoehtojen välillä, eikä niitä tarvitse ottaa huomioon. Alempiluokkaisella tieverkolla tien epätasaisuus voi kehittyä eri nopeudella rakenneratkaisusta johtuen. Tällöin pitää vuosittaiset matka-aikakustannukset laskea eri vaihtoehtojen välillä.

Ajoneuvokustannukset käsitellään usein erillään aikakustannuksista. Ajoneuvokustannuksia ovat mm. ajoneuvon hankinnasta ja ylläpidosta aiheutuvat kustannukset. Ajoneuvokustannukset voidaan yleisellä tasolla jakaa kahteen osaan: vakio-osaan, joka koostuu pääoma- ja huoltokuluista ja joka on vakio ajoneuvoluokittain, sekä polttoaineenkulutuksesta riippuvaan osaan. Myöskään ajoneuvokustannukset eivät päätieverkolla merkittävästi riipu tien kunnosta, joten niitä ei oteta tässä yhteydessä huomioon. Alempiluokkaisella tieverkolla pitää huomioida eri rakennevaihtoehtojen vaikutus tien tasaisuuteen ja sitä kautta ajoneuvokustannuksiin.

Onnettomuuskustannukset voidaan huomioida esimerkiksi tieluokan mukaisena keski-määräisenä onnettomuusriskinä (onnettomuuksien lukumäärä / ajokilometrit) sekä työmaiden aiheuttaman onnettomuusriskin kasvun perusteella. Tosin onnettomuuskustannusten arviointi on epävarmaa ja kustannukset suuria, joten ne jätetään elinkaari-kustannustarkastelun ulkopuolelle.

Käyttäjien vuosittaisten kustannusten huomiointi elinkaarikustannusten laskennassa on merkittävää tienpidon ohjauksessa ja ohjelmoinnissa, missä niillä saattaa olla merkittäviä eroja eri vaihtoehtojen välillä ja ne saattavat kokonaan ratkaista elinkaarikustannusanalyysin lopputuloksen. Tienpidon hankinnassa (yksittäisessä kohteessa projektitasolla) erot eri rakennevaihtoehtojen välillä käyttäjän kustannuksissa saattavat olla hyvin pieniä, mutta sen sijaan niiden absoluuttinen summa suuri, jolloin ne hallitsevat kokonaiskustannuksia. Tällöin myös erot eri rakennevaihtoehtojen välisissä kokonaiskustannuksissa saattavat muodostua mitättömiksi. Näistä syistä vuosittaiset käyttäjien kustannukset jätetään tarkastelun ulkopuolelle. Sen sijaan korkeilla liikennemäärillä erot työmaiden aiheuttamissa käyttäjien lisäkustannuksissa saattavat olla perusteena liikennehaittojen välttämiseksi ja pidemmän kestoian omaavien ratkaisujen käytölle.

10.4.4 Ylläpitotoimenpiteiden käsittely

Uusi kunto

Kunnon ennustemalleilla lasketaan vuosittainen muutos tien tasaisuudessa, urautumisessa ja vauriomäärässä. Valittu ylläpitostrategia määrää sen, milloin toimenpideraja saavutetaan. Vaurioituminen jaetaan kahteen jaksoon: ennen ensimmäistä ylläpitotoimenpidettä olevaan mitoitusjaksoon ja sitä seuraaviin ylläpitosykleihin (*kuva 85*).

Paksupäällysteisillä teillä ensivauriomallissa pääasiallisena selittäjänä vaurioitumisen alkamiselle on päällysteen alapinnan vetomuodonmuutos. Ylläpitotoimenpiteen jälkeinen vaurioitumisnopeus arvioidaan tehdyn ylläpitotoimenpiteen, rakenteen ja liikennemäärän mukaan. Tasaisuuden vuosittaista muutosta selittää liikennemäärä. Kesto- ja kevytpäällysteille on omat tasaisuusmallinsa. Urautuminen jaetaan kulumiseen ja deformaatioon. Kulumiseen vaikuttavat pääasiassa henkilöautojen määrä, nopeusrajoitus, tien leveys, massatyyppe, kiviaines ja sideaine. Deformaatioon vaikuttavat raskaiden ajoneuvojen lukumäärä ja paino, massatyyppe ja sideaine. Kevytpäällysteisillä teillä on tärkeä merkitys myös sitomattomassa kantavassa kerroksessa ja alusrakenteessa tapahtuvilla muodonmuutoksilla.

Uusi liikenne

Liikennetietoja tarvitaan lähtötietoina mm. kestoikämalleissa sekä tien käyttäjien kustannusten laskennassa. Kunkin tarkasteluvuoden alussa liikennetieto tarkistetaan vastaamaan (ennustettua) liikennettä. Raskaalle liikenteelle ja henkilöliikenteelle on valittava eri kasvuprosentti, jos raskaan liikenteen kasvu poikkeaa henkilö- ja pakettiautojen liikennemäärän kasvusta.

Ylläpitotoimenpiteiden kustannukset (4)

Tulevat ylläpitotoimenpiteet huomioidaan kustannuslaskennassa toimenpideluokkina, joilla on tyypillinen hinta ja kestoikää lisäävä vaikutus. Toimenpiteiden kustannustietoja on kerätty TPPT:n tarpeisiin tiehallinnon keskimääräisinä kustannustietoina sekä esimerkkikohteiden toteutuneina kustannuksina. Jäljempänä esitetyssä laskentaesimerkissä käytetyt kustannustiedot eivät kuitenkaan ole yleistettävissä, vaan kunkin käyttäjän on hankittava tarkemmat tiedot itse. TPPT:ssä tuotettu kustannustietous on yleisellä tasolla (vrt. tiehallinnon keskimääräiset kustannustiedot). Tarkka kustannustieto vaihtelee maan eri osissa niin, että täydellisen kustannustietopankin kokoaminen TPPT:n yhteydessä ei ole ollut mahdollista. Kustannuksiin on sisällytettävä kaikki toimenpiteen aiheuttamat kustannukset esim. uudelleenpäällystämisen yhteydessä myös ajoratamaalaukset.

Toimenpiteiden aiheuttamat lisäkustannukset käyttäjille (6)

Ylläpitotoimenpiteet aiheuttavat käyttäjien kustannusten lisääntymistä pidentyneenä matka-aikana ajettaessa työmaa-alueen läpi sekä mahdollisen kiertotien aiheuttamina kohonneina ajoneuvokustannuksina ja pidentyneenä matka-aikana. Laskennassa voidaan huomioida sekä ensimmäisen toimenpiteen aiheuttamat käyttäjien lisäkustannukset, erityisesti vilkasliikenteisissä rakenteen parantamiskohteissa että tulevien toimenpiteiden arvioidut tien käyttäjille aiheuttamat lisäkustannukset.

Matka-aika lisääntyy nopeuden putoamisen ja liikenteen ruuhkautumisen takia. Mikäli ainoastaan nopeudet putoavat, mutta liikenne ei ruuhkaudu, voidaan lisääntynyt matka-aika laskea alentuneen keskinopeuden perusteella. Yleensä työmaa aiheuttaa liikenteen ruuhkautumista erityisesti niinä vuorokaudenaikoina (aamu/iltapäivä), jolloin tuntiliikennemäärät ovat korkeimmillaan ja tien kapasiteetti ylittyy. Tien kapasiteetti riippuu mm. tietyypistä (kaistojen / ajoratojen lukumäärä), kysynnästä tunneittain sekä työmaan liikennejärjestelyistä.

Ajoneuvokustannukset voidaan yleisellä tasolla jakaa kahteen osaan:

- vakio-osaan, joka koostuu pääoma- ja huoltokuluista ja joka on vakio ajoneuvokilometriä kohden ajoneuvo-luokittain, sekä
- polttoaineenkulutuksesta riippuvaan osaan.

Mikäli tietyömaan vuoksi joudutaan valitsemaan kiertotie, se on yleensä pidempi kuin työn alla oleva reitti, jolloin ajoneuvokustannukset lisääntyvät vastaavasti (kilometreistä riippuva vakio-osa). Raportissa /52/ [Tieliikenteen aika- ja ajoneuvokustannusten yksikkö hinnat. Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja 37-38 / 1999] on esitetty yksikköhintoja.

Toimenpiteiden keskimääräisten työmäärät (aikayksikköä/km) ja työmaan pituuden (km) avulla voidaan määrittää työmaan kesto aika. Kertomalla vuorokaudessa syntyvät ylimääräiset aika- ja ajoneuvokustannukset työmaan kestoajalla, saadaan määritettyä työmaan tien käyttäjille aiheuttamien lisäkustannusten kokonaismäärä /32/ [PMSPPro perusasetukset 1999]. Tämä diskontataan nykyarvoon ja lisätään tien käyttäjille aiheutuviin kokonaiskustannuksiin.

Keskimääräiset lisäajokustannukset

Tietyömaiden aiheuttamia tien käyttäjien lisäkustannuksia on käsitelty Tiehallinnon selvityksessä /56/ [Tietyömaiden liikennehaittojen arviointi. Tielaitoksen selvityksiä 14/2000]. Selvityksessä on käyty läpi tieverkon ohjausjärjestelmissä käytettävät työmaatilanteet. Työmaatilanteet on simuloitu Teknillisen korkeakoulun liikennelaboratoriossa HUTSIM-ohjelmalla. Selvityksen tuloksena on saatu ajokustannuslisät (p/ajonkm).

Kesto- ja kevytpäällysteillä on erilaisia ylläpitotoimenpidevaihtoehtoja ja -menetelmiä.

Tienpidon ohjausjärjestelmissä kesto- ja kevytpäällysteiset tiet jaetaan neljään luokkaan liikennemäärän perusteella (HIPS). Moottoritiet ja SOP-tiet käsitellään omana ryhmänään. Jotta lisäajokustannukset voidaan laskea tiekilometriä kohti, pitää olla tiedossa eri ylläpitotoimenpiteiden kestoajat. Toimenpiteiden kesto aika riippuu liikennemääräluokasta, koska poikkileikkauksen leveys valitaan liikennemäärän mukaan. Työmaan aiheuttamat lisäajokustannukset tie-kilometriä kohden lasketaan edellä esitettyjen toimenpiteiden aiheuttamien ajokustannuslisien (p/ajonkm) ja ylläpitotoimenpiteiden kestoajojen perusteella. Menetelmäkuvauksessa TPPT 20 "Päällysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi" on esitetty laskennan kulku yksityiskohdisaan ja esimerkkejä laskennan suorittamisesta.

10.4.5 Vuosikustannukset

Vaihtoehtoisten rakenteiden vertailu tapahtuu tarkastelujakson aikaisten vuosikustannusten perusteella. Kunakin vuonna toteutuvaksi arvioitavat kustannukset diskontataan nykyarvoon kertomalla ne diskonttaustekijällä ja lasketaan yhteen. Tarkastelujakson aikaiset kokonaiskustannukset lasketaan *kaavalla (19)*:

$$K = \sum_n c_k * (\text{kustannus}_{\text{tien pitäjä}} + \text{kustannus}_{\text{tien käyttäjä}}) \quad (19)$$

$$c_k = \frac{1}{(1+i)^n}$$

missä

- K = tarkastelujakson aikaisten kokonaiskustannusten nykyarvo
 c_k = diskonttaustekijä
 i = korkokanta, esim. 4% $\Rightarrow i = 0,04$
 n = aika vuosina

Näin lasketut kokonaiskustannukset kerrotaan vuosikustannuskertoimella vuosikustannusten laskemiseksi. Vuosikustannukset lasketaan *kaavalla (20)*:

$$V = c_n * K \quad (20)$$

$$c_n = \frac{i * (1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

missä

- V = vuosikustannus
 c_n = vuosikustannuskertoimen

Laskentakorkokanta

Tarkastelujakson aikana eri vuosina tehtävien toimenpiteiden kustannukset diskontataan tarkastelun alkamisajankohtaan (yleensä nykyhetkeen) nykyarvomenetelmällä. Kustannusten laskennassa käytetään laskentakorkoa, jolla eri vuosina tehtävien toimenpiteiden kustannukset muutetaan nykyhetkessä vertailukelpoisiksi. TPPT-esimerkkilaskelmissa on käytetty 4 % reaalikorkoa.

Valittu korkotaso vaikuttaa oleellisesti elinkaarilaskelmien tuloksiin. Mitä korkeampi korkotaso valitaan, sitä suurempi on vuosikustannuskertoimen arvo. Korkea korkotaso suosii kustannuksiltaan takapainotteisia vaihtoehtoja ja matala korkotaso päinvastoin etupainotteisia vaihtoehtoja, ts. mitä suurempi laskentakorko valitaan, sitä merkittävämmäksi muodostuu rakennuskustannusten osuus koko tarkastelujakson kustannuksista.

Esimerkki

Seuraavassa taulukossa 38 on laskettu edellä kohdassa 9.3.1 esitetyn AB-rakenteen rakennuskustannukset sekä tarkastelujakson (36 vuotta) aikana arvioidut toimenpidekustannukset ja tien käyttäjien aika- ja ajoneuvokustannusten lisäys (kokonaiskustannukset). Tulevien toimenpiteiden ja tien käyttäjien lisäkustannukset on diskontattu nykyarvoon. Tarkastelussa on käytetty 4 % laskentakorkoa.

Taulukko 38. Esimerkki elinkaarikustannustarkastelun tuloksista.

Toimenpide- vuosi	Toimenpide- Tyyppi / kustannus	Kustannus (mk)	Diskonttaus- tekijä	Diskontattu kustannus (mk)
0	Rakentaminen	1 971 600	1	1 971 600
6	Remixer Lisääjokustan.	141 400 12 200	0.790	111 800 9 600
12	Remixer Lisääjokustan.	141 400 12 200	0.625	88 300 7 600
18	Uudelleen- päällystys Lisääjokustan.	328 000 12 200	0.494	161 900 6 000
24	Remixer Lisääjokustan.	141 400 12 200	0.390	55 100 4 800
30	Remixer Lisääjokustan.	141 400 12 200	0.308	43 600 3 800
Kokonaiskustannukset tarkastelujakson aikana yhteensä diskontattuna tarkastelujakson alkuun				2 464 100

Rakennetyyppi ja ylläpitotoimenpiteet valitaan vuosikustannusten perusteella. Vuosikustannus mahdollistaa eri rakennetyypeille eri pituisen tarkastelujakson. Taloudellisin rakenne on vuosikustannuksiltaan pienin. Tarkastelujakson lopussa jäännösarvo on lähellä nollaa, joten sitä ei huomioida näissä laskelmissa.

AB-rakenteen vuosikustannus on

$$V = c_n * K = 0.0529 * 2\,464\,100 \text{ mk} = 130\,350 \text{ mk},$$

missä

C_n = vuosikustannuskerroin (kaava 20)

K = kaikkien kustannusten nykyarvo

I = laskentakorko (0.04)

n = aika vuosina (36)

SMA-rakenteen vuosikustannus on 129 300 mk. Tämä on noin yksi prosentti vähemmän kuin AB-rakenteen vuosikustannus.

Kokonaiskustannusten nykyarvot jakautuvat investointi-, ylläpitotoimenpiteiden ja tienkäyttäjien lisäajokustannuksiin. AB-rakenteella ne jakautuivat seuraavasti:

Investointikustannukset	1 971 600 mk	80 %
Ylläpitotoimenpiteet	460 700 mk	19 %
Aika- ja ajoneuvokustannusten lisäys	31 800 mk	1 %

11 KIRJALLISUUS

11.1 TPPT-loppujulkaisut

Tiehallinto 7/2002	Tammirinne, M.	Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus. TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002
Tiehallinto 66/2001	Alkio, R., Juvankoski, M., Korkiala-Tanttu, L., Laaksonen, R., Laukkanen, K., Petäjä, S., Pihlajamäki, J. & Spoof, H.	Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille. Tiehallinnon selvityksiä 66/2001
Tiehallinto 8/2002	Kivikoski, H., Pihlajamäki, J.	TPPT-koerakennuskohteet. Tulokset. Tiehallinnon selvityksiä 8/2002

11.2 TPPT- menetelmäkuvaukset

TPPT 1	Spoof, H. & Petäjä, S.	Pudotuspainolaitemittaus (PPL- mittaus)
TPPT 2	Spoof, H. & Petäjä, S.	Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta
TPPT 3	Pihlajamäki, J.	Liikennesuorituksen laskeminen
TPPT 4	Kivikoski, H. & Saarelainen, S.	Ilmastorasitus. Pakkasmäärän ja sulamiskauden pituuden määrittäminen
TPPT 5	Onninen, H.	Roudan syvyyden määrittäminen
TPPT 6	Onninen, H.	Routanousukoe. Routimiskertoimen (SP) kokeellinen määrittäminen
TPPT 7	Saarelainen, S.	Routimiskertoimen määrittäminen
TPPT 8	Kivikoski, H., Saarelainen, S., Ahonen, M., Huttunen, E. & Kujala, K.	Lämmönjohtavuuden määrittäminen
TPPT 9	Törnqvist, J., Laaksonen, R. & Juvankoski, M.	Sähköinen vastusluotaus tien painumalaskennan lähtötietojen hankkimisessa
TPPT-10	Törnqvist, J. & Laaksonen, R.	Radiometrinen reikämittaus
TPPT 11	Törnqvist, J. & Tammirinne, M.	CPTU - kairaus
TPPT 12	Törnqvist, J., Laaksonen, R. & Juvankoski, M.	Läpäisevän kerroksen määrittäminen painumalaskennan tarpeisiin
TPPT 13	Korkiala-Tanttu, L. & Onninen, H.	Tien rakennekerrostutkimukset
TPPT 14	Onninen, H.	Routanousun ja painuman mittaus
TPPT 15	Onninen, H. & Spoof, H.	Tien vauriokartoitus ja vaurioiden kuvaus

TPPT 16	Onninen, H.	Palvelutasomittaus (PTM) tien rakenteen parantamisen suunnittelussa
TPPT 17	Spoof, H. & Pihlajamäki, J.	Kuormituskestävyyshitoitus. Päälysrakenteen väsyminen
TPPT 18	Saarelainen, S.	Tierakenteen routamitoitus
TPPT 19	Törnqvist, J., Laaksonen, R., Juvankoski, M., Vepsäläinen, P., Lojander, M. & Takala, J.	Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pixelimallilla
TPPT 20	Petäjä, S. & Spoof, H.	Päälysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi
TPPT 21	Onninen, H.	Tierakenteen mitoituksen lähtötietojen hankkiminen

11.3 TPPT-raportit

TPPT 22	Juvankoski, M. & Laaksonen, R.	Sitomattomat tien rakennekerrosmateriaalit. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä.
TPPT 23	Saarelainen, S.	Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkestävyyshvaiheessa
TPPT 24	Törnqvist, J. & Juvankoski, M.	Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa
TPPT 44	Juvankoski, M., Laaksonen, R. & Törnqvist, J.	Pohjamaan moduuli ja sen määrittäminen CPTU-kairauksella
TPPT 45	Gustavsson, H. & Saarelainen, S.	Routanousuvaurioriskin arviointi

11.4 TPPT- koerakennusraportit

TPPT 25	Alkio, R. & Pihlajamäki, J.	Kehä III
TPPT 26	Leinonen, S., Sikiö, J. & Pihlajamäki, J.	Kehä II
TPPT 27	Alkio, R.	Jutikkalan eritasoliittymä
TPPT 28	Laukkanen, K., Pienimäki, M., Pihlajamäki, J. & Sikiö, J.	Pt 12895 Nakkila
TPPT 29	Juvankoski, M. & Kivikoski, H.	Mt 272 Ämttö
TPPT 30	Laukkanen, K., Pienimäki, M. & Pihlajamäki, J.	Vt 19 Seinäjoki
TPPT 31	Apilo, L. & Pihlajamäki	Mt 661 Isojoki
TPPT 32	Kivikoski, H. & Pihlajamäki, J.	Mt 718 Vöyri
TPPT 33	Alkio, R. & Pihlajamäki, J.	Vt 5 Juva
TPPT 34	Alkio, R.	Vt 4 Leivonmäki

TPPT 35	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E., Kivikoski, H.	Mt 595 Kiuruvesi
TPPT 36	Kivikoski, H.	Mt 5950 Salahmi
TPPT 37	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Pt 18564 Rantsila
TPPT 38	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Pt 18629 Temmes
TPPT 39	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Vt 4 pyörätie Temmes
TPPT 40	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Kt 83 Pello
TPPT 41	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Kt 78 Ranua
TPPT 42	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Mt 941 Männikkövaara
TPPT 43	Spoof, H.	Havaintotiet

11.5 HVS-raportit

Finnra 21/2000	Huhtala, M. & Pihlajamäki, J.	HVS Nordic The Activity of the first period in Finland 1997-1999. Finnra Reports 21/2000
Finnra 30 /2001	Huhtala, M., Pihlajamäki, J. & Sikiö, J.	HVS Nordic Research Report No 3 (Tests 1-2. Base course tests. Tests 3-5. Loading mode tests in Otaniemi) Finnra Reports 30/2001
Finnra 31 /2000	Kangas, H., Onninen, H. & Saarelainen, S.	HVS Nordic Research Reports No 1 (Test 6-8. Testing of a pavement on thawing, frost-susceptible subgrade with the heavy vehicle simulator) Finnra Reports 31/2000
Finnra 29 /2001	Pihlajamäki, J. & Sikiö, J.	HVS Nordic Research Report No 2 (Tests 9-10. High trafficked pavements on Ring Road II). Finnra Reports 29/2001
VTT	Korkiala-Tanttu, L., Törnqvist, J., Jauhiainen, P., Halonen, P., Laaksonen, R., Juvankoski, R. & Kangas, H.	Luiskatun tierakenteen urautuminen. Kevytpäällystetutkimus. HVS- NORDIC koerakenteet. Tutkimusraportti. VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka (julkaistaan 2002).
VTT	Elomaa, J. & Kangas, H.	EPS-kevennetyn tierakenteen testaus koetiekoneella. HVS-NORDIC- tutkimus EPS-rakenteella 2000- 2001. Tutkimusraportti. VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka (julkaistaan 2002).

11.6 Muu viitekirjallisuus

- 1 Aalto, A., Slunga, E., Tanska, H., Forsman, J. & Lahtinen, P. Synteettiset geovahvisteet. Suunnittelu ja rakentaminen. Rakennustieto Oy. 1998
- 2 Akselimassatutkimus 1998-99. Tielaitoksen selvityksiä 6/2000
- 3 Apilo, L. Kantavan kerroksen asfalttibetoni, referenssimateriaalin ominaisuudet. TPPT M11. Tielaitoksen selvityksiä 70/1996
- 4 Asfalttipäällysteiden urautumisen mallintaminen. Tielaitoksen selvityksiä 13/1998
- 5 Belt, J., Lämsä, V.P., Ehrola, E. Kevytpäällysteisten teiden rakenteen parantamisen mitoitusmenettely. Tiehallinnon selvityksiä 85/2001
- 6 Belt, J., Lämsä, V.P., Liimatta, L. & Ehrola, E. Kevytpäällysteteiden vauriomallien ja mitoitusmenetelmien kehittämisen perusteet. Tielaitos. Tielaitoksen selvityksiä 18/2000
- 7 Burmister, D.M., The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways. Proceedings, Highway Research Board, Vol. 23, 1943
- 8 Fischer, K., Mäkelä, H., Toivanen, T. & Turunen, A. Rakennerratkaisujen alustava suunnittelu ja kehittäminen. TPPT RA11-12-13. Tielaitoksen selvityksiä 38/1996
- 9 Geotekniset laskelmat. TIEL 2180002. 1996
- 10 GLO-85. Geotekniset laboratorio-ohjeet. 1. Luokituskokeet. Suomen geoteknillinen yhdistys. Rakentajain Kustannus Oy 1985
- 11 Guide to Using @risk, Risk Analysis and Simulations Add-In for Microsoft Excel, Version 4, Palisade Corporation, USA, november 2000 (lisätietoja: <http://www.palisade.com>)
- 12 Högsta, U., Öberg A-L, Negativa portryck och dess betydelse för stabilitet i silt- och sandslänter. Göteborg: Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geoteknik med grundläggningen. Rapport x 92:1. 1992
- 13 Jonasson, S.A. Estimation of soil water retention for natural sediments from grain size distribution and bulk density. Göteborg: Geologiska institutionen. Publ. A62. 1991
- 14 Jämsä, H. Crack Initiation Models for Flexible Pavements. Helsinki University of Technology, Highway Engineering. Espoo 2000
- 15 Jämsä, H., Ruotoistenmäki, A., Luotettavuusanalyysit. TPPT E33. Válráportti nro E3, 1996
- 16 Kairausopas II: Siipikairaus. Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. 1999
- 17 Kairausopas III: Maanäytteiden ottaminen geoteknillisiä tutkimuksia varten. Suomen geoteknillinen yhdistys r.y
- 18 Kairausopas IV: Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen. Suomen geoteknillinen yhdistys r.y
- 19 Kairausopas VI: Puristin-(CPTU)kairaus / Puristinheijarikairaus. Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. 2001
- 20 Kangas, H., Onninen, H., Saarelainen, S. Testing a pavement on thawing frost-susceptible subgrade with the heavy vehicle simulator (HVS). Finnra Reports 31/2000 (myös TPPT Report RA12. 2000)
- 21 Lacasse, S., & Nadim, F., Uncertainties in characterising soil properties. NGI Publication 201, Oslo 1997

- 22 Laukkanen, K., Leivo, M., Bitumi-sementti-komposiittien ominaisuudet ja tutkimusmenetelmät. TPPT M41. Tielaitoksen selvityksiä 42/1999
- 23 Leikkaukset, kaivannot ja avo-ojarakenteet. Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Tielaitos 1991
- 24 Maatutkaluotaus. Suomen geoteknillinen yhdistys ry. Rakentajain Kustannus Oy 1991
- 25 Manelius, M., Ulkolaiset painumien raja-arvot. TPPT E11, väliraportti E7. 1995
- 26 Massanvaihto. Tielaitoksen selvityksiä 2/1993
- 27 Mäkelä, H. Rakenneratkaisujen valintaperusteita. TPPT työraportti RA 18. 2000
- 28 Nakkilan (Tattaran Pt 12895) koetien routa- ja kantavuustutkimukset. TPPT Työraportit Nrot E17/1998, RA15/2000, RA17/2000
- 29 Nauhapystyöjitus. Tielaitos. Geotekniikan informaatiojulkaisuja 42/1994
- 30 Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje. Suunnitteluvaiheen ohjaus. TIEH 2100007-01. 2001 (korvaa Pengerpaalutus. Tielaitos. Geotekniikan informaatiojulkaisuja 21/1993)
- 31 Perustamis- ja vahvistamistyöt. Suunnitteluvaiheen ohjaus. Tierakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. TIEH 2200002-01. 2001
- 32 PMSPro perusasetukset. Tielaitos, Tiestötiedot. 1999
- 33 Pohjavahvistusmenetelmän valinta. Tielaitos. Geotekniikan informaatiojulkaisuja 79/1996
- 34 Pursiainen J., Ajoneuvojen ekvivalentit 2009, Akselimassatutkimus 1998-raportin aineistosta. Tiehallinto 2001
- 35 Päälystettyjen teiden pintakunnon luokittelu. Tielaitoksen selvityksiä 36/1992
- 36 Rakenteen parantamista edeltävät tutkimukset. TIEL2140015. 1999
- 37 Rekonen, R., Lojander, M. Painumaparametrien vaihteellinen määrittäminen (RITA-tietokanta). TKK Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan osasto. Pohjarakennus ja maamekaniikka. Raportti 12.3.1999
- 38 Saarelainen S. Katujen ja pihojen routasuojausohjeet (KRP-tutkimusohjelma). Suomen Kuntaliitto ja VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka. 2001
- 39 Saarelainen S. Modelling frost heaving and frost penetration at some observation sites in Finland. VTT Publications 95. 1992
- 40 Saarelainen, S. Maapohjan kantavuus sulamisvaiheessa. TPPT Työraportti nro RA 13. 2000
- 41 Siltojen pohjatutkimukset. Tielaitoksen selvityksiä 1/1999
- 42 Slunga, E., Maaluiskan tilastollisesta varmuudesta. Rakennusteollisuus 8/1973
- 43 Spoof, H. Asfaltin väsyminen. Asfalttipäällysteiden tutkimusohjelma ASTO TR4/2 loppuraportti. VTT Tie-, geo- ja liikennetekniikan laboratorio. 1992
- 44 Spoof, H., Petäjä, S. & Ruotoistenmäki, A., Tien rakenteellinen kunto. VTT Yhdyskuntatekniikka, Tutkimusraportti 524. Espoo 2000
- 45 Spoof, H., Petäjä, S., Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 1/2002

- 46 Syvästabiloinnin suunnitteluohje. Suunnitteluvaiheen ohjaus. TIEH 2100008-01. 2001 (korvaa Syvästabiloinnin mitoitusohje. Tielaitoksen selvityksiä 18/1997)
- 47 Talonrakennuksen routasuojausohjeet. VTT Yhdyskuntatekniikka, Rakennustieto, Helsinki 1997
- 48 Teiden pehmeikkötutkimukset. Tielaitoksen selvityksiä 28/1998
- 49 Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. TIEH 2100002-01, 2001
- 50 Teiden suunnittelu, IV Tien rakenne, 4. Kuivatus. Tielaitos 2140005.1993
- 51 Tieleikkausten pohjatutkimukset. TIEL3200354. 1995
- 52 Tieliikenteen aika- ja ajoneuvokustannusten yksikköhinnat. Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja 37-38 / 1999
- 53 Tien kevennysrakenteet. Tielaitoksen selvityksiä 28/1997
- 54 Tiepenkereen siirtymä rakenteet pehmeiköllä. Tielaitos. Geotekniikan informaatiojulkaisuja 39/1994
- 55 Tiesuunnitelman pohjatutkimukset. Suunnitteluohje. TIEL2180003. 1998
- 56 Tietyömaiden liikennehaittojen arviointi. Tielaitoksen selvityksiä 14/2000
- 57 Ullidtz, P., Pavement Analysis. Developments in Civil Engineering 19. Elsevier 1987
- 58 Uudet mittaus- ja tutkimusmenetelmät rakenteen parantamisen suunnittelussa (MISU-projekti). Tielaitoksen selvityksiä 23/1999
- 59 Pohjarakennusohjeet, RIL 121-1988
- 60 Rakennuskaivanto-ohjeet, RIL181-1989

ISSN 1457-9871
ISBN 951-726-868-8
TIEH 3200741